



HAL
open science

Quelques aspects du comportement des géotextiles en mécanique des sols

Jean-Pierre Gourc

► **To cite this version:**

Jean-Pierre Gourc. Quelques aspects du comportement des géotextiles en mécanique des sols. Géologie appliquée. Institut National Polytechnique de Grenoble - INPG; Université Scientifique et Médicale de Grenoble, 1982. Français. NNT : . tel-00708305

HAL Id: tel-00708305

<https://theses.hal.science/tel-00708305>

Submitted on 14 Jun 2012

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

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

INSTITUT DE RECHERCHES INTERDISCIPLINAIRES DE GÉOLOGIE ET DE MÉCANIQUE

THÈSE

présentée à

L'UNIVERSITÉ SCIENTIFIQUE ET MÉDICALE

ET

L'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE
DE GRENOBLE

pour obtenir le grade de

DOCTEUR ÈS-SCIENCES

par

Jean-Pierre GOURC

SUJET

Quelques aspects du comportement des Geotextiles en Mécanique des Sols

Soutenue le 20 décembre 1982 devant la Commission d'Examen

M. G. PERRIER	Président
M. E. LEFLAIVE	
M. A. Mc GOWN	Examineurs
M. M. SOTTON	
M. C. WOLFF	
M. J. GIELLY	
M. J.-P. GIROUD	Rapporteurs
M. R. NEGRE	

GRENOBLE

Je dédie ce mémoire à

CGCG

ACC

GRUG

AVANT-PROPOS

La géomécanique des textiles est une science très récente et pluridisciplinaire. Nous sommes très honorés de présenter ce mémoire devant un jury représentatif du dynamisme et de la diversité des recherches entreprises dans ce domaine.

Monsieur le Professeur G. Perrier, Directeur de l'IRIGM où les travaux sur les géotextiles, présentés ici, ont été développés, a bien voulu présider le jury de soutenance de cette thèse. Nous l'en remercions vivement.

Ont accepté d'être rapporteurs de ce mémoire deux précurseurs universitaires des géotextiles,

Monsieur le Professeur J. Gielly de l'INSA : la visite de son Laboratoire de Recherches sur les Géotextiles fut, en 1977 l'objet de nos premiers pas vers le domaine fibreux.

Monsieur J.P. Giroud, actuellement Directeur du Groupe Géotextiles et Géomembranes de Woodward-Clyde Consultants de Chicago, qui, avant de traverser l'Atlantique, a eu l'heureuse initiative du Groupe de Recherches de l'IRIGM sur ce thème, et nous donna l'élan nécessaire pour poursuivre cette mission.

Et Monsieur R. Nègre, Professeur à l'Université Scientifique et Médicale de Grenoble, qui depuis le début, a suivi et encouragé ces recherches de Génie Civil.

Nous sommes très reconnaissant de la participation à ce jury des importants spécialistes des géotextiles que sont :

Monsieur E. Leflaive, Chargé d'Affaires au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, pionnier de cette technique, et qui a mis sur pied l'un des Comités Nationaux des Géotextiles les plus efficaces et les plus enthousiastes, fournissant du même coup à notre Groupe de Recherches, un organisme de transfert de l'information irremplaçable.

Mr. A. Mc Gown, Professor at Strathclyde University, for attending our Thesis jury. His stimulating papers have been frequently quoted in this work and have been a guide line for our researchs.

Monsieur M. Sotton, Directeur du Laboratoire de l'Institut Textile de France, dont le charisme est pour beaucoup dans le dynamisme des recherches inter-disciplinaires dans ce domaine.

Monsieur C. Wolff, Professeur à l'Ecole Nationale Supérieure des Industries Textiles de Mulhouse, spécialiste de rhéologie, avec qui nous avons amorcé une intéressante collaboration.

Cet avant-propos serait incomplet si nous ne remercions tous ceux qui savent que nous nous devons de les remercier. Le développement des recherches sur les géotextiles présentées ici nous a donné l'occasion de travailler avec des personnes que nous n'oublions pas.

D'abord notre collègue universitaire Y. Faure, avec qui nous collaborons intensément depuis plusieurs années, et qui publiera, bientôt, une suite à ce mémoire.

Tous ceux qui, le temps d'un stage, de la préparation d'un DEA ou d'une thèse, ont appartenu à notre groupe de Recherches sur les Géotextiles : Ph. Bally, P. Besset, A. Collios, Ph. Delmas, H. Hussain, Ph. Ialinko, Ch. Machizaud, Y. Matichard, F. Michaud, H. Perrier, Th. Perrin, C. Rey, G. Riondy et E. Sundias.

Monsieur le Professeur A. Rollin de l'Ecole Polytechnique de Montréal, dont les travaux très originaux, et la méthode de travail très "américaine", nous ont beaucoup apporté.

Monsieur J. Baudonnel et D. Loubinoux de l'Institut Textile de France, et J.M. Rigo de l'Institut du Génie civil de l'Université de Liège, avec qui nous avons entrepris des études en commun.

Messieurs les Industriels, qui ont su aider nos recherches, tout en gardant la rare sagesse de laisser au chercheur sa liberté de penser...et de trouver.

Messieurs les membres du Comité Français des Géotextiles.

Messieurs les membres de l'IRIGM, qui ont su donner à cet Institut l'atmosphère favorable à ce type de performance.

La frappe fiévreuse de ce mémoire est due à Mesdames Duriau et Petrowitch. Nous les en remercions, ainsi que Mlle Balducci et Messieurs Faure et Riondy, qui ont su, par leur efficacité atténuer le "stress" des ultimes recherches et travaux rédactionnels.

SOMMAIRE

A - LES GEOTEXTILES

- A.I : PREAMBULE
- A.II : LES DIFFERENTS TYPES DE GEOTEXTILES
 - A.II.1 : La fibre textile
 - A.II.2 : Les géotextiles tissés
 - A.II.3 : Les géotextiles tricotés
 - A.II.4 : Les géotextiles non-tissés
 - A.II.5 : Les composites

B - LA PERMEABILITE DES GEOTEXTILES

- B.I : GENERALITES
 - B.I.1 : Géotextiles testés
 - B.I.2 : Notion de perméabilité de Darcy
- B.II : LOI GENERALE D'ECOULEMENT EN MILIEU POREUX
 - B.II.1 : Ecoulement dans un tube
 - B.II.2 : Ecoulement en milieu poreux
- B.III : CONDITIONS HYDRAULIQUES POUR UN ESSAI DE PERMEABILITE
 - B.III.1 : Choix d'un coefficient de perméabilité
 - B.III.2 : Principe de l'essai de perméabilité sur géotextile - Notion de permittivité
 - B.III.3 : Conditions d'essai
- B.IV : ETUDE EXPERIMENTALE SUR GEOTEXTILE NON COMPRIME
 - B.IV.1 : Essais sur géotextiles avec 4 perméamètres
 - B.IV.2 : Synthèse des essais sur les 4 perméamètres
- B.V : LOI DE PERMEABILITE DES GEOTEXTILES SOUS COMPRESSION
 - B.V.1 : Lois de perméabilité proposées
 - B.V.2 : Résultats expérimentaux

C - PARAMETRES DE FILTRATION D'UN GEOTEXTILE

- C.I : NOTION DE FILTRE
 - C.I.1 : Critères de filtre granulaires
 - C.I.2 : Spécificité du filtre textile - Notion d'ouverture maximale
- C.II : DISTRIBUTION DES PORES D'UN GEOTEXTILE
 - C.II.1 : Distribution des pores d'un non-tissé d'après l'analyse morphométrique
 - C.II.2 : Mesure des pores à l'analyseur d'images
 - C.II.3 : Porométrie et succion
- C.III : DETERMINATION D'UN PARAMETRE CARACTERISTIQUE DU COMPORTEMENT FILTRANT
 - C.III.1 : Paramètre issu d'une mesure de perméabilité
 - C.III.2 : Paramètre obtenu à partir d'un réseau fibreux
- C.IV : DETERMINATION DE L'OUVERTURE PAR TAMISAGE
 - C.IV.1 : Conditions générales d'essai
 - C.IV.2 : Modes opératoires différents
 - C.IV.3 : Choix d'un mode opératoire
- C.V : RELATION THEORIQUE ENTRE POROMETRIE ET TAMISAGE
 - C.V.1 : Notion de probabilité de passage
 - C.V.2 : Application au cas d'un non-tissé aiguilleté

D - POUVOIR FILTRANT D'UN GEOTEXTILE

- D.I : COMPORTEMENT GENERAL D'UN GEOTEXTILE EN FILTRATION
- D.II : CRITERE DE RETENTION
 - D.II.1 : Influence du géotextile
 - D.II.2 : Influence du sol
 - D.II.3 : Influence de la mise en oeuvre et de la fonction du géotextile
- D.III : CRITERE DE PERMEABILITE
 - D.III.1 : Définition d'un critère pour géotextiles
 - D.III.2 : Critères proposés par différents auteurs
 - D.III.3 : Estimation de la perméabilité d'un non-tissé colmaté
 - D.III.4 : Structure d'un géotextile colmaté
 - D.III.5 : Géotextiles utilisés comme drains
- D.IV : ANALYSE DE QUELQUES CAS EXPERIMENTAUX DE FILTRATION
 - D.IV.1 : Conditions de filtration extrêmement critiques
 - D.IV.2 : Conditions de filtration très critiques
 - D.IV.3 : Conditions de filtration moyennement critiques
 - D.IV.4 : Conditions de filtration non critiques
- D.V : ETUDE EXPERIMENTALE
 - D.V.1 : Conditions expérimentales
 - D.V.2 : Filtration d'un sol à granulométrie étroite
 - D.V.3 : Filtration d'un sol à granulométrie étalée
 - D.V.4 : Bilan de l'étude expérimentale

E - SOLS RENFORCES : COMPORTEMENT GEOMECANIQUE DES TEXTILES

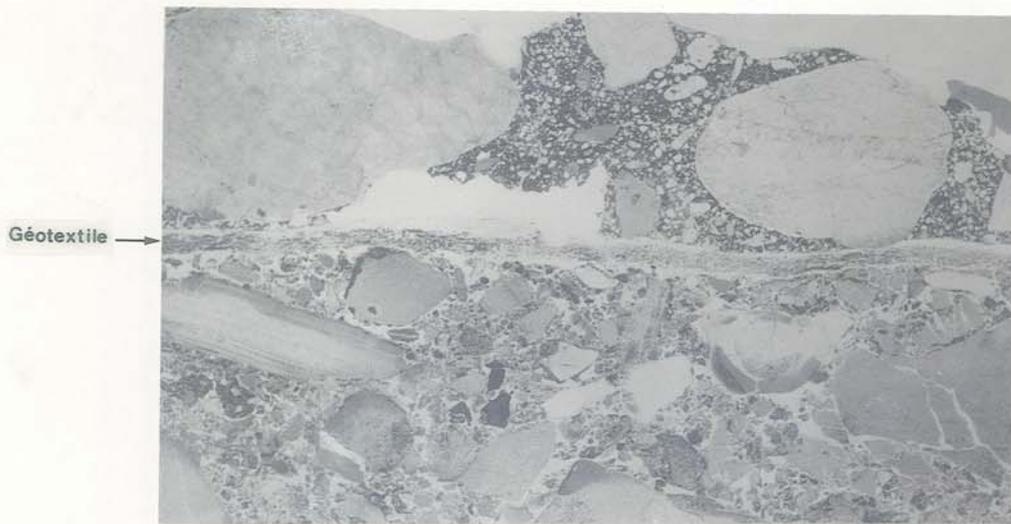
E.I	:	PRINCIPE DU RENFORCEMENT PAR GEOTEXTILE
E.I.1	:	Paramètres géomécaniques d'un textile
E.I.2	:	Mécanisme du renforcement
E.I.3	:	Rôle d'armature et rôle de membrane
E.II	:	LOI DE COMPORTEMENT D'UN GEOTEXTILE EN TRACTION
E.II.1	:	Etude expérimentale
E.II.2	:	Etude théorique
E.II.3	:	Comportement d'un non-tissé sous traction cyclique
E.II.4	:	Autres études sur la traction des géotextiles
E.III	:	LOI D'INTERACTION SOL-GEOTEXTILE
E.III.1	:	"Terre armée"
E.III.2	:	Essais de frottement et d'extraction - Irigm -
E.III.3	:	Comportement en essai de frottement
E.III.4	:	Comportement en essai d'extraction
E.IV	:	COMPORTEMENT EN ANCRAGE
E.IV.1	:	Approche théorique
E.IV.2	:	Etude expérimentale
E.V	:	APPLICATION AUX REMBLAIS SUR SOL COMPRESSIBLE
E.V.1	:	Cas d'une expérimentation in situ
E.V.2	:	Abaques de renforcement
E.VI	:	MODELISATION DES SOLS RENFORCES ET SIMILITUDE
E.VI.1	:	Conditions de similitude des matériaux
E.VI.2	:	Conditions de similitude du géotextile
E.VI.3	:	Conditions de similitude sur les lois d'interaction sol-géotextile

F - SOL BICOUCHE RENFORCE PAR GEOTEXTILE

F.I	:	MODELISATION
F.I.1	:	Thème général
F.I.2	:	Présentation du modèle
F.I.3	:	Sols et géotextiles testés
F.I.4	:	Chargement du sol bicouche
F.II	:	BICOUCHE SOL PULVERULENT SUR SOL COHERENT NON RENFORCE
F.II.1	:	Comportement général en poinçonnement
F.II.2	:	Expérimentation IRIGM : poinçonnement quasi-statique
F.II.3	:	Relation pression portante - Enfoncement
F.III	:	EXPERIMENTATION SUR SOL BICOUCHE RENFORCE - CHARGEMENT QUASI-STATIQUE
F.III.1	:	Effet membrane et effet répartiteur du géotextile
F.III.2	:	Influence des paramètres géométriques et géotechniques
F.III.3	:	Influence des paramètres propres au géotextile
F.IV	:	FONCTIONNEMENT THEORIQUE D'UN GEOTEXTILE
F.IV.1	:	Effet répartiteur
F.IV.2	:	Effet membrane plan
F.IV.3	:	Effet membrane axisymétrique
F.IV.4	:	Comparaison des effets membrane plan et axisymétrique
F.IV.5	:	Comportement global en membrane avec ancrage glissant
F.V	:	VALIDITE DU MECANISME DE RENFORCEMENT PROPOSE : COMPARAISON THEORIE-EXPERIENCE
F.V.1	:	Renforcement par un tissé
F.V.2	:	Renforcement par un non-tissé
F.V.3	:	Influence des paramètres géométriques et géotechniques du bicouche
F.VI	:	POINCONNEMENT STATIQUE D'UN MODELE DE CHAUSSEE SUR CAVITE KARSTIQUE
F.VI.1	:	Etude théorique du comportement en membrane
F.VI.2	:	Etude expérimentale bidimensionnelle
F.VII	:	SOL BICOUCHE RENFORCE : CHARGEMENT CYCLIQUE
F.VII.1	:	Résultats expérimentaux
F.VII.2	:	Critère de fatigue des chaussées
F.VII.3	:	Approche théorique du fonctionnement cyclique en membrane
F.VIII	:	CHARGEMENT PAR UN DOUBLE POINCON
F.VIII.1	:	Approche théorique de l'interaction entre 2 charges
F.VIII.2	:	Essais grandeur nature sur chaussées
F.IX	:	CONCLUSIONS SUR LE RENFORCEMENT DES SOLS

A - LES GEOTEXTILES

A.I.	: PREAMBULE	
A.II.	: LES DIFFERENTS TYPES DE GEOTEXTILES	
A.II.1.	: LA FIBRE TEXTILE.....	3
A.II.2.	: LES GEOTEXTILES TISSÉS.....	4
A.II.3.	: LES GEOTEXTILES TRICOTÉS.....	4
A.II.4.	: LES GEOTEXTILES NON-TISSÉS.....	4
A.II.5.	: LES COMPOSITES.....	5



(photo Fedoroff-INAG)

A - LES GEOTEXTILES

A.I - PREAMBULE

De nos jours il est classique d'utiliser des textiles dans le domaine du Génie Civil. Ces matériaux sont alors appelés géotextiles. Les applications de ces produits sont très variées, tant celles faisant appel à leurs propriétés hydrauliques que mécaniques : on lira avec intérêt quelques articles de synthèse sur l'utilisation des textiles dans les Travaux Publics (Giroud -(8)- Leflaive -(12)- Perfetti -(14)-).

Les géotextiles sont des produits synthétiques, il sera donc possible, en raison de techniques de fabrication très souples, de modifier leur structure aussi bien que leur composition, afin d'obtenir la nappe fibreuse la plus adaptée aux conditions d'emploi. Dans ce contexte, on conçoit la joie du chercheur qui trouve là, d'une part un sujet aux multiples retombées technologiques, d'autre part, un matériau sur lequel il pourra exercer son cartésianisme, en multipliant les modifications de paramètres de structures. Cette joie fut et est encore la nôtre. Ainsi naquit le *Groupe de Recherches sur les Géotextiles* de l'Irigm à l'Université de Grenoble.

Ce mémoire présente un bilan des études qui y furent menées durant ces six années passées. Ces recherches étant nécessairement interdisciplinaires, elles se fondent à la fois sur la Mécanique des Sols et celle des Textiles et elles sont aussi le fruit de collaboration avec des Centres Techniques non universitaires et des Industriels. Nous présentons une étude des comportements hydraulique (chapitres B, C et D) et mécanique (chapitres E et F) d'un géotextile en interaction avec un sol. Cette étude ne peut évidemment prétendre être exhaustive. En particulier nous noterons un point particulier qui n'a pratiquement pu être abordé ici, l'influence du temps ; que ce soit l'évolution de la structure (durabilité : Sotton -(17)-) ou du comportement (fluage, colmatage progressif -(9)-). Nous espérons cependant avoir participé utilement à l'effort des scientifiques pour donner à cette technique des bases solides permettant les futurs développements technologiques.

Ceci dit, les expérimentations en vraie grandeur en largement précédé les recherches de laboratoire. Les premières applications de textiles en Génie Civil remontent aux années 60. Ces applications faisaient appel aux structures *tissées* : les effets catastrophiques des tempêtes en Mer du Nord durant l'hiver 1952-53 amenèrent les Pays-Bas à lancer un vaste programme de reconstruction de défense des côtes. La Hollande disposant de faibles ressources en matériaux granulaires, on s'orienta vers des matériaux industriels textiles : les textiles tissés furent utilisés en protection de berges et à la base des digues. Au Japon aussi -(6)-, on utilisa des tissés à la base de remblais sur sol très mou. Aux Etats-Unis le premier emploi de tissés concernait de même les filtres en protection de berges (Barret -(1)-).

L'utilisation des textiles *non-tissés* est plus récente, mais a été, à notre avis, l'élément catalyseur dans l'essor des géotextiles -(2)-. C'est en 1969 que pour la première fois un géotextile (non-tissé) était utilisé sous une chaussée -(4)- : ces travaux, réalisés par Rhône-Poulenc Textile ont été faits à l'initiative du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et du Laboratoire Régional de Rouen. Dans les années suivantes, les applications des non-tissés allaient se multiplier : filtre de barrage en terre (Giroud -(7)-), remblais, massifs multicouches, pieux, ... (Puig et al -(15)- Leflaive et al -(11)- Mc Gown et al -(13)-).

Les applications et les géotextiles se diversifiant, la phase des ouvrages prototypes se prolonge encore actuellement, mais de nos jours, un certain nombre d'ouvrages en terre sont systématiquement conçus avec des textiles. Il s'agissait donc de rationaliser leur emploi, de guider le choix du concepteur face à une intense diversification des structures fibreuses : le *Comité Français des Géotextiles* est né en 1978. Il a pour vocation de proposer des recommandations sur la mise en oeuvre et l'emploi de ces produits -(5)-, de permettre une meilleure collaboration entre les milieux universitaires et professionnels, et de susciter des programmes de recherches interdisciplinaires.

A.II - LES DIFFERENTS TYPES DE GEOTEXTILES

Nous ne rappellerons ici que les caractéristiques essentielles nécessaires à la compréhension de ce mémoire. Pour des détails complémentaires, on se reportera utilement aux publications suivantes (Sotton -(16)- Perfetti -(14)- Kovacs -(10)-).

Les géotextiles se distingueront par leur élément constituant, la fibre, par leur structure, tissée, tricotée, non-tissée, ou composite, et par leur homogénéité, nappe monocouche ou multicouches.

A.II.1 - LA FIBRE TEXTILE

Le terme "*fibres*" est le terme général utilisé pour définir le constituant élémentaire des structures textiles. Mais par ailleurs on distinguera la fibre de longueur réduite (de 50 à 150 mm) ou "*fibres courtes*" de la fibre de grande longueur ou "*filament continu*".

Les fibres auront une section généralement circulaire (diamètre D) mais parfois multilobée, ou se présenteront sous forme de bandelettes (obtenues par découpage d'un film).

La surface spécifique d'une fibre circulaire de longueur L est égale à $A_s = (\pi DL) / (L \cdot \pi D^2 / 4) = 4/D$.

Soit ρ la masse spécifique du constituant de la fibre. La fibre sera fréquemment caractérisée par sa masse linéique λ :

λ (tex) : masse en grammes de 1000 m de fibre
 λ (dtex) : masse en gramme de 10000 m de fibre

$$[1] \quad D \text{ (micron)} = 10^{+3} \cdot \left(\frac{400 \cdot \lambda \text{ (dtex)}}{\pi \cdot \rho \text{ (g/m}^3\text{)}} \right)^{1/2}$$

Les constituants les plus habituels des fibres textiles sont :

le polyester (PS) : $\rho = 1,38 \cdot 10^{+6} \text{ g/m}^3$
 haute ténacité

le polyamide (PM) : $\rho = 1,14 \cdot 10^{+6} \text{ g/m}^3$
 haute ténacité

le polypropylène (PP) : $\rho = 0,90 \cdot 10^{+6} \text{ g/m}^3$

le polyéthylène (PE) : $\rho = 0,90 \cdot 10^{+6} \text{ g/m}^3$

Nous noterons, sans entrer dans le détail, une bonne résistance de ces produits aux agents acides, bases, réducteurs, avec cependant une sensibilité aux oxydants et à l'absorption d'eau pour les polyamides et une sensibilité du polyester et du polypropylène à la lumière.

Les propriétés mécaniques des fibres dépendront beaucoup de l'étirage qu'elles auront subi au cours de leur fabrication.

Le terme "fil" est le terme général correspondant à l'assemblage de fibres par torsion : on obtient un "filé" de fibres courtes ou un "fil" multifilaments. On peut avoir des fils monofilaments : dans ce cas, si le filament est gros, on parlera de "crin". Les bandelettes peuvent aussi être utilisées tordues.

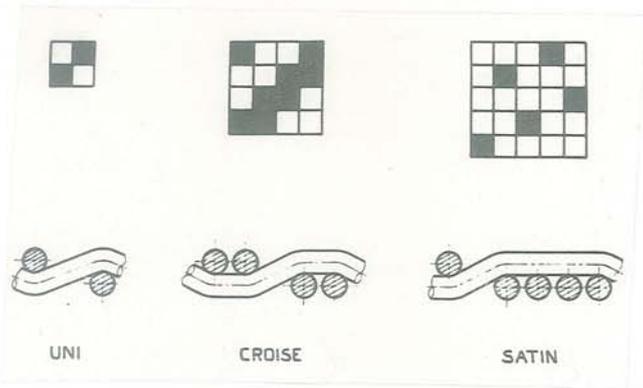
On distinguera trois procédés d'assemblage de ces fils entre eux, d'où trois types de géotextiles : tissés, tricotés et non tissés. Le résultat de l'assemblage de fils est une nappe.

Une nappe sera caractérisée par son épaisseur b , sa masse surfacique μ , et sa porosité n .

$$[2] \quad n = 1 - \frac{\mu}{\rho \cdot b}$$

Pour désigner les géotextiles, nous utiliserons le type de notations suivant :

PR 395 non-tissé (Pen Road) : $\mu = 395 \text{ g/m}^2$
 tPT 48 tissé (Polytrame) : $\mu = 48 \text{ g/m}^2$
 et pour certains cas particuliers :
 SM 500 - 28b non-tissé (Sommer) : $\mu = 500 \text{ g/m}^2$
 géotextile bi-titre (50% de fibre : $D = 25 \mu$; 50% de fibre : $D = 31 \mu$) : Diamètre équivalent $D_e = 28 \mu$.



MAILLE CARRÉE "CROISE"

MAILLE CARRÉE "UNI"

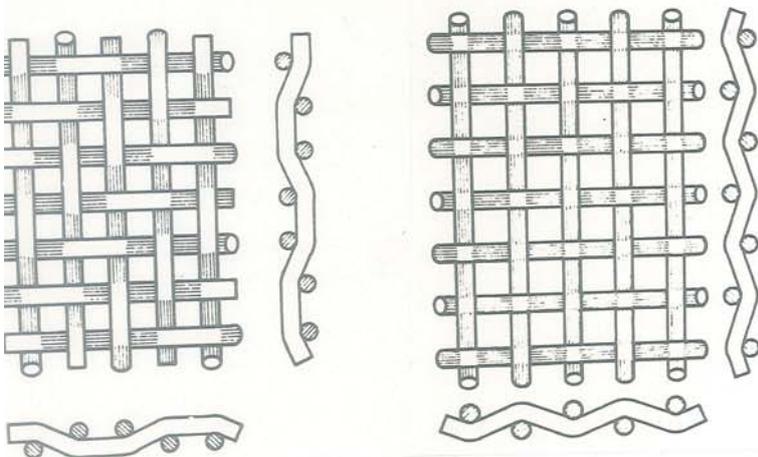


Fig. A1 : Mise en carte de l'armure d'un géotextile tissé

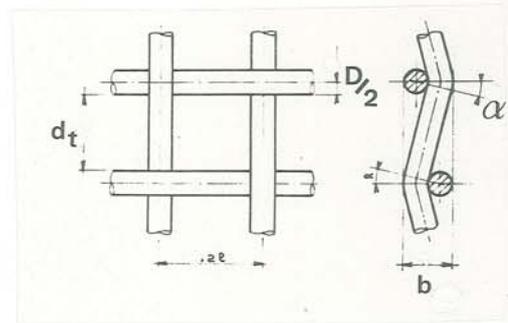


Fig. A2 : Caractéristiques géométriques d'un géotextile tissé toile - (3) -

A.II.2 - LES GEOTEXTILES TISSES

Le tissage consiste à entrelacer des fils perpendiculairement. Le mode d'entrelacement s'appelle "l'armure". La mise en carte du tissé correspond à une représentation schématique où un cadre noir correspond à un fil de chaîne passant au-dessus d'un fil de trame (fig. A1). Les trois armures principales sont l'uni ou toile, le croisé et le satin - (3) -.

L'entrecroisement des fils provoque des ondulations qui entraîneront une plus ou moins grande déformabilité initiale, sous tension : "l'embuvage" est l'augmentation relative de longueur occupée par un fil entre le moment où il appartient au textile et le moment où il en est extrait.

Pour les géotextiles tissés toile à maille carrée, qui sont très couramment employés, on pourra aisément définir leurs caractéristiques géométriques (fig. A2) :

D le diamètre du fil mono ou multi-filaments

d_t le côté de l'ouverture carrée (diamètre de la plus grosse sphère traversant le tissé)

b l'épaisseur du tissé (distance entre deux plans parallèles confinant le géotextile)

Sa porosité (volume des vides rapporté au volume total) sera égale à :

$$[3] \quad n = 1 - \frac{\pi \cdot d_t}{81^2} \left(\sqrt{1^2 - \frac{3}{4} d_t^2} + \frac{\pi \cdot d_t \cdot \alpha}{180} \right)$$

avec $L = 2l/d_t > \sqrt{3}$

$$\sin \alpha = \frac{2L - \sqrt{L^2 - 3}}{L^2 + 1}$$

Sur la fig. A3, nous avons reproduit des géotextiles tissés courants : un tissé monofilament, un tissé multifilament, un tissé monofilament tridimensionnel à armure plus complexe que les deux précédentes et un dernier, de fabrication un peu différente, appelé "grille" parce que ses ouvertures sont largement plus grandes que les fils.

A.II.3 - LES GEOTEXTILES TRICOTES

Ce mode de fabrication est peu utilisé actuellement pour les géotextiles. Nous noterons deux caractéristiques des tricots : ils sont très déformables et on les obtient généralement sous forme tubulaire (fig. A4).

A.II.4 - LES GEOTEXTILES NON-TISSES

Ces géotextiles se distingueront par leur mode de fabrication :

d'une part "voie fondue" ou "voie sèche"
 d'autre part le mode de liage des filaments entre eux.

Fig. A3 : Modèles différents de géotextiles tissés (photos ITF)

Schéma de tricots à mailles cueillies et à mailles jetées.

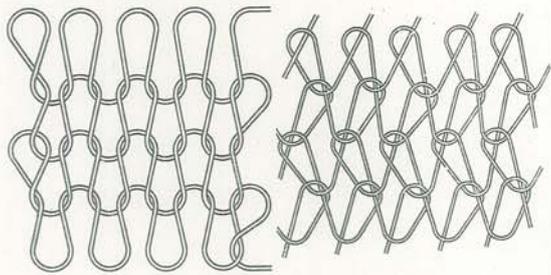


Fig. A4 : Structure d'un géotextile tricoté

II.4.1 : Obtention de la surface fibreuse :

* "Voie fondue" : le non-tissé est obtenu par filage direct. Les filaments sont continus.

* "Voie sèche" : la fibre arrive sur le lieu de fabrication sous forme de bourre ; les fibres sont courtes et frisées. Le circuit de production est plus long que dans le cas précédent, mais permet une grande souplesse de fabrication, en particulier un mélange de fibres différentes, et des multicouches.

La résistance mécanique en traction ainsi que la rigidité en petites déformations seront systématiquement plus faibles pour un non-tissé fibres courtes.

II.4.2 : Mode de liage des fibres ou filaments :

* *aiguilletage* : une série d'aiguilles s'enfoncent dans la nappe en défilement. Le géotextile produit est relativement épais, et donc de porosité élevée, et relativement déformable (fig. A5).

* *thermoliage* : le liage est obtenu généralement par calendrage entre deux rouleaux presseurs chauffants. Le géotextile obtenu est plus mince que dans le cas précédent, donc moins poreux, et aussi il sera moins déformable.

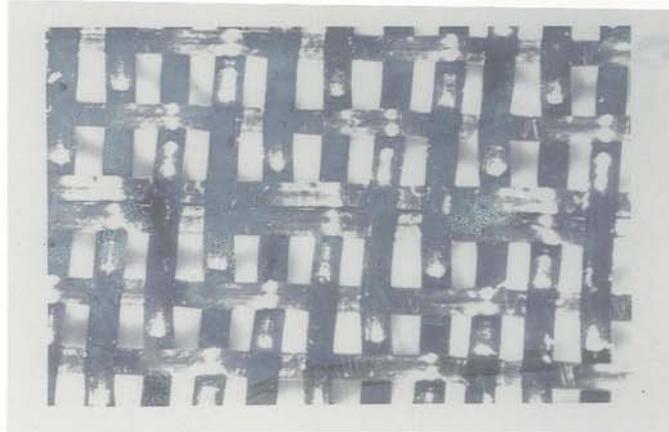
Sur les fig. A6 et 7, nous montrons la micrographie d'un thermolié à fibres polypropylène (TP 270), d'un autre thermolié à fibres polyester (LT 200). Le cas du TM 230 (fig. A8) est particulier : la nappe possède 50 % de filaments polypropylène purs et 50 % de filaments polypropylène enrobés de polyéthylène. Le calendrage produit une fusion du seul polyéthylène qui est donc l'élément de collage entre les filaments.

Tant pour le TP 270 que le TM 230, on observera les nombreuses soudures de fibres parallèles.

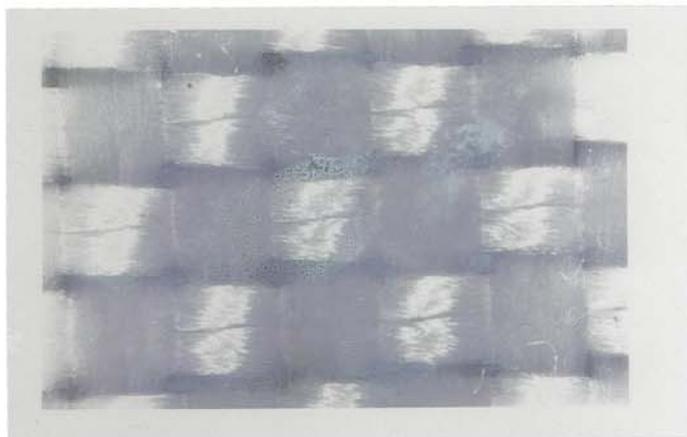
* *liage chimique* : dans ce cas, la cohésion du non-tissé est assurée par un liant chimique.

A.II.5 - LES COMPOSITES

Ils constituent sans doute les géotextiles de l'avenir. L'association de nappes élémentaires aux propriétés complémentaires permettra d'obtenir un produit susceptible de remplir de multiples fonctions. Sur la coupe de la fig. A9, nous présentons l'exemple du GSM 1300, dont l'âme drainante très poreuse est protégée par deux nappes filtrantes plus denses. Dès aujourd'hui les Hollandais utilisent des géotextiles complexes dépassant 0,10 m d'épaisseur, armés de câbles d'acier, et susceptibles de remplir simultanément une fonction filtrante, drainante et de renforcement.



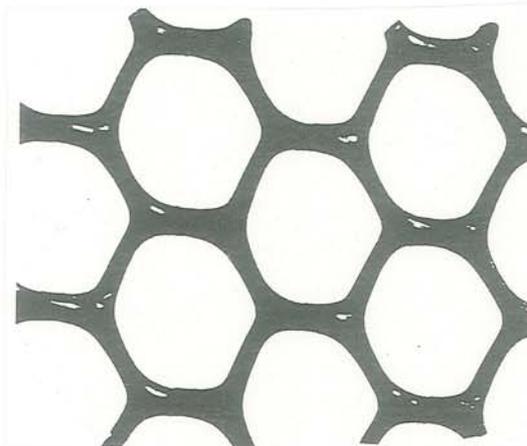
TISSE MONOFILAMENT



TISSE MULTIFILAMENT



TISSE MONOBRIIN TRIDIMENSIONNEL (tX660)



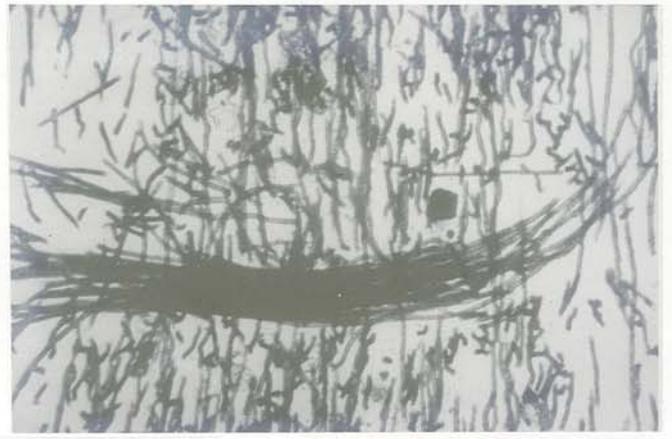
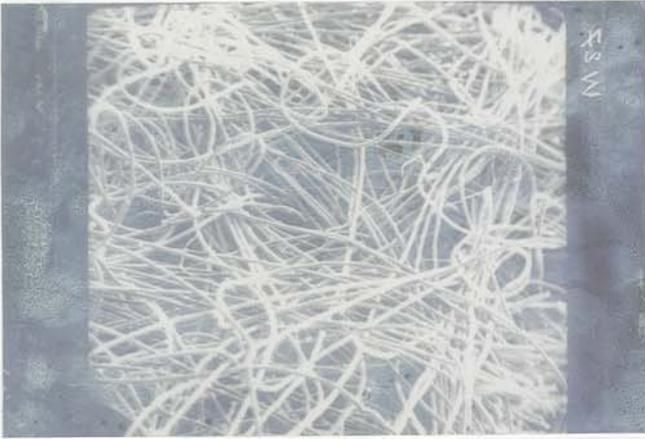


Fig. A5 : Non-tissé aiguilleté (BD 280) :
photo et coupe -(ITF)-



Fig. A6 : Non-tissé thermolié de polypropylène
(TP 270) -(ITF)-

Fig. A7 : Non-tissé thermolié de polyester
(LT 200) -(ITF)-



Fig. A8 : Non-tissé thermolié de polypropylène-
polyéthylène (TM 230) -(ITF)-



Fig. A9 : Géotextile tricouche (GSM 1300)
-coupe (ITF)-

(photos ITF)

B - LA PERMEABILITE DES GEOTEXTILES

B.I.	: GENERALITES	
	B.I.1. : GÉOTEXTILES TESTÉS.....	11
	B.I.2. : NOTION DE PERMÉABILITÉ DE DARCY.....	12
B.II.	: LOI GENERALE D'ÉCOULEMENT EN MILIEU POREUX	
	B.II.1. : ÉCOULEMENT DANS UN TUBE.....	13
	B.II.2. : ÉCOULEMENT EN MILIEU POREUX.....	13
B.III	: CONDITIONS HYDRAULIQUES POUR UN ESSAI DE PERMEABILITE	
	B.III.1. : CHOIX D'UN COEFFICIENT DE PERMÉABILITÉ.....	15
	B.III.2. : PRINCIPE DE L'ESSAI DE PERMÉABILITÉ SUR GÉOTEXTILE... NOTION DE PERMITTIVITÉ	16
	B.III.3. : CONDITIONS D'ESSAI.....	17
B.IV.	: ETUDE EXPERIMENTALE SUR GEOTEXTILE NON COMPRI ME	
	B.IV.1. : ÉSSAIS SUR GÉOTEXTILES AVEC 4 PERMÉAMÈTRES.....	18
	B.IV.2 : SYNTHÈSE DES ESSAIS SUR LES 4 PERMÉAMÈTRES.....	23
B.V.	: LOI DE PERMEABILITE DES GEOTEXTILES SOUS COMPRESSION	
	B.V.1. : LOIS DE PERMÉABILITÉ PROPOSÉES.....	26
	B.V.2. : RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX.....	27

B - LA PERMEABILITE DES GEOTEXTILES

L'utilisation de plus en plus fréquente de géotextiles dans des ouvrages de Génie Civil -(16)- rendait nécessaire le type d'étude présenté ci-dessous : la compréhension du comportement hydraulique d'une nappe textile placée dans un ouvrage en terre passe par une mesure de la perméabilité.

En toute rigueur cette mesure doit se faire en laboratoire dans des conditions équivalentes à celles in-situ : confinement par une masse de sol, conditions d'écoulement. Comme nous le montrerons par la suite, la mesure en présence de sol est d'interprétation délicate -(26)- : les essais présentés dans cette partie ne concernent donc que des géotextiles vierges comprimés entre deux plaques.

Ces essais nous ont permis de présenter une loi de perméabilité permettant de prévoir la perméabilité d'un géotextile donné ou d'orienter la fabrication d'un géotextile type afin de cadrer avec un cahier des charges.

La mesure de perméabilité est par ailleurs un test couramment utilisé pour contrôler la fabrication des géotextiles. Cependant cette mesure est assez délicate et notre objectif a été de mettre en évidence les conditions expérimentales garantissant une mesure correcte de la perméabilité de Darcy K (correspondant aux conditions d'écoulement classiques dans les ouvrages en terre).

B.I - GENERALITES

B.I.1 - GEOTEXTILES TESTES :

Nos essais concernent les types de géotextiles les plus utilisés actuellement à l'exclusion cependant des tissés multifilaments et des non-tissés liés chimiquement dont l'étude n'aurait présenté aucune généralité en raison de la difficile estimation de leur surface spécifique A_s . Ces géotextiles sont répertoriés dans le tableau B-1 ci-dessous :

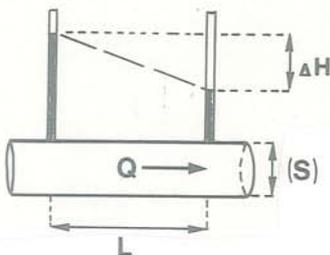
Les figures (B1 et B2) montrent que l'épaisseur b et la porosité n sont des fonctions de la compression σ_N normale, variables avec la structure. b et n sont ramenés à une masse surfacique $\mu = 200 \text{ g/m}^2$.

Les tissés (tx) et les non-tissés thermoliés (TP) sont peu compressibles mais sont nettement plus poreux que les milieux granulaires ($n < 40\%$ en général), quoique pour les tissés cette propriété ne se conservera pas en présence de sol (pores très ouverts) et pour les non-tissés, dans des proportions variables. Les non-tissés aiguilletés sont très compressibles, mais on notera que leur porosité reste très forte ($n > 70\%$) même sous forte compression.

Dans le cas des non-tissés aiguilletés fibres courtes (GSM 700) il est possible d'obtenir des porosités très fortes ($\sigma_N = 0 : n = 95\%$).

B.I.2 - NOTION DE PERMEABILITE DE DARCY :

Il est couramment admis que la relation entre le débit unitaire $V = Q/S$ de fluide au travers d'un cylindre de solide poreux de section S , et la perte de charge ΔH , en écoulement uniforme, est linéaire. C'est la formule de Darcy :



$$V = Q/S = K \cdot \Delta H / L = K \cdot i$$

Q débit fluide à la pression atmosphérique et à une température $\theta = 20^\circ \text{ C}$.

$$H = \frac{v^2}{2g} + \frac{u}{\gamma_f} + z \quad \text{charge hydraulique}$$

v vitesse des particules de fluide

z hauteur à partir d'une origine préfixée

g accélération de la pesanteur

u pression fluide

γ_f poids volumique du fluide

i est le gradient de perte de charge : $i = \Delta H / L$

L longueur d'écoulement

ΔH perte de charge du fluide.

K est la perméabilité de Darcy du fluide considéré. La formule de Darcy se justifie pour des écoulements à faible nombre de Reynolds.

Nous allons montrer que pour un géotextile, pris seul, cette condition est difficilement réalisable, en raison de sa très faible résistance à l'écoulement.

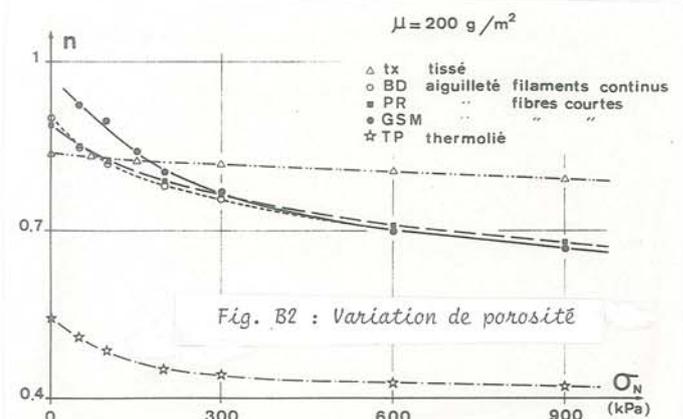
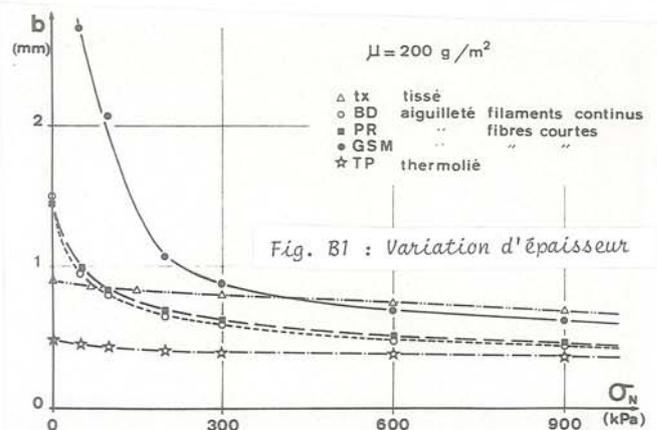


TABLEAU B1 - CARACTERISTIQUES DES GEOTEXTILES TESTES EN PERMEABILITE

Appellation IRIGM	Appellation commerciale	Mode de fabrication	Nature fibre	Diamètre D(μ) fibre	Masse surfacique μ (g/m ²)	Epaisseur b(mm) { $\sigma_N=0$ }	Porosité n { $\sigma_N=0$ } (%)	Perméabilité K (10 ⁻³ m/s) { $\sigma_N=0$ }
BD 280	Bidim U 34	Non-tissé aiguilleté filaments continus	PS	29	280	2,15	90,5	4
BD 550	Bidim U 64	Non-tissé aiguilleté filaments continus	PS	29	550	4,20	90,5	4
TXL 1 500	Texel	Non-tissé aiguilleté fibres courtes	PS	28	1 500	9	88	2,7
PR 395	Penroad 350	Non-tissé aiguilleté fibres courtes	PS	28	395	2,7	89,5	3
SD 370	Sodoca AS 400	Non-tissé aiguilleté fibres courtes	PP	34	370	2,95	86	2,5
SM I	Sommer 1ère série	Non-tissé aiguilleté fibres courtes	PS+PP	25 à 100 (multi-titre)	200 à 500	-	>90	-
SM II	Sommer 2ème série	Non-tissé aiguilleté fibres courtes	PS	25 et 40 (multi-titre)	290 à 570	-	>90	-
GSM 700	Geosom (monocouche drain)	Non-tissé aiguilleté fibres courtes	PP 50% 20% 10% PA 20%	140) 99) 49) 107 123)	700	-	95	-
GSM 300	Geosom (monocouche filtre)	Non-tissé aiguilleté fibres courtes	PS	25	300	-	-	-
GSM 1 000	Geosom bicouche	GSM 700 +) GSM 300)	-	-	-	16,8	-	-
GSM 1 300	Geosom tricouche	GSM 300 +) GSM 700 +) GSM 300)	-	-	-	17,2	-	-
LT 200	Lutravil LDH 7 220	Non-tissé thermolié	PS	31	195	0,47	70	0,5
TP 270	Typar 3 807	Non-tissé thermolié	PP	28	270	0,65	54	0,15
TM 190	Terram 1 500	Non-tissé thermolié	PP 70%) PE 30%)	35	190	0,87	76	1,8
TM 230	Terram 2 000	Non-tissé thermolié	PP 70%) PE 30%)	35	230	0,90	72	1,55
t X 660	Sarti Trois X	Tissé tridimensionnel monofilament	PS	220	660	3,2	85	125
t PT 54	Polytrame	Tissé toile monofilament $d_t = 1\ 021\ \mu$	PS	103	54	0,17	76,5	15
t PT 48	Polytrame	Tissé toile monofilament $d_t = 169\ \mu$	PS	80	48	0,15	72	5
t FY 35	Fyltis	Tissé toile monofilament $d_t = 43\ \mu$	PS	42	35	0,066	55	0,3
t FY 25	Fyltis	Tissé toile monofilament $d_t = 69\ \mu$	PS	42	25	0,066	67	0,8

B.II - LOI GENERALE D'ECOULEMENT EN MILIEU POREUX

En appliquant aux géotextiles la théorie de l'hydraulique des milieux poreux, nous allons montrer, à partir d'expérimentations effectuées à l'IRIGM et à l'ITF sur 4 perméamètres différents, la nécessité de conditions d'essais rigoureuses. En particulier, nous comparerons les résultats obtenus avec deux fluides (air et eau) et nous corrélons la précision de mesure à la valeur du nombre de Reynolds Re^* (19).

B.II.1 - ECOULEMENT DANS UN TUBE :

Pour un tube droit à section circulaire (diamètre d_p), de longueur L_e et un fluide (viscosité cinématique ν) de débit unitaire V_p (vitesse de percolation), on obtient $i_e = \Delta H/L_e$ et on trouve une relation unique entre les paramètres adimensionnels λ^* (coefficient de perte de charge) et Re^* nombre de Reynolds (Stanton et Pannels (27)), quel que soit le diamètre d_p du tube et le fluide considéré (fig. B3). Seule la rugosité des parois solides a une influence sur le palier de λ^* correspondant aux valeurs élevées de Re^* (Nikuradze (31)).

$$\{1\} \lambda^* = \frac{2 \cdot g \cdot i_e \cdot d_p}{(V_p)^2} \quad Re^* = \frac{V_p \cdot d_p}{\nu}$$

$$\text{régime laminaire : } Re^* < 2000 = Re^{*c} \quad \lambda = \frac{A}{Re^{*c}}$$

c'est la loi de Poiseuille sous une autre forme

$$\text{régime turbulent : } Re^* > 500000 = Re^{*t} \quad \lambda^* = B$$

$$\text{régime transitoire : } 2000 < Re^* < 500000$$

On obtient expérimentalement $A = 64$ et B fonction de la rugosité des parois.

Dans le cas des conduits présentant des coudes et des variations brusques de section, on obtient la nouvelle relation :

$$\{2\} \lambda^* = \frac{A/r}{Re^{*c}} + B \quad \text{pour tout } Re^*$$

avec r coefficient de correction de section (Idelcik (24)) et en identifiant le diamètre moyen \bar{d}_p au diamètre hydraulique d_H .

La relation {2} est équivalente à la relation

{2'} :

$$\{2'\} i_e = \frac{\nu}{g} \cdot \frac{A}{r} \cdot \frac{1}{2(\bar{d}_p)^2} \cdot V_p + \frac{1}{g} \cdot \frac{B}{2} \cdot \frac{1}{\bar{d}_p} \cdot (V_p)^2$$

Donc même en régime laminaire (pas de turbulence), la linéarité entre i_e et V_p ne constitue qu'une approximation, d'autant meilleure que Re^* est faible (loi de Poiseuille).

B.II.2 - ECOULEMENT EN MILIEU POREUX :

II.2.1 : Schématisation du milieu poreux :

Les pores intersticiels sont assimilables à des tubes de direction et de section variables. Considérons un milieu poreux homogène et isotrope obtenu à partir d'un arrangement de solides (sphères, cylindres, grains). Si l'on souhaite assimiler les vides intersticiels continus de ce milieu à des capillaires, il est nécessaire de définir de nouveaux paramètres :

Le diamètre des pores est éminemment variable. Une mesure statistique directe est envisageable (suction ou analyse d'image : cf Partie C), mais il s'agit d'une méthode trop lourde pour être généralisée. Avant d'en discuter la validité par la suite, nous utiliserons donc l'hypothèse proposée par Kozeny :

$$\{3\} \bar{d}_p = d_H = 4 \frac{\text{Volume vide}}{\text{Surface contour solide}} = \frac{4}{A_s} \cdot \frac{n}{1-n}$$

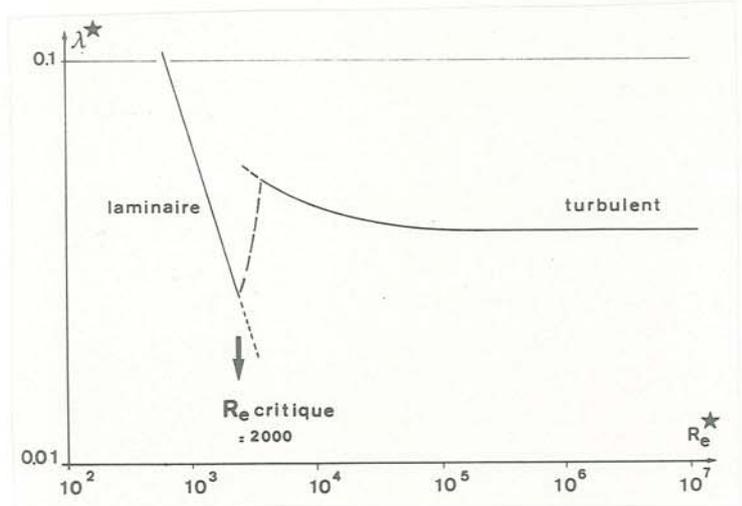


Fig. B3 : Perte de charge dans un tube

La surface spécifique A_s (surface du contour solide par unité de volume solide) est égale à :

$$\text{pour une sphère de diamètre } D : A_s = 6/D$$

$$\text{pour un cylindre de diamètre } D : A_s = 4/D$$

Pour un ensemble de cylindres de diamètre D_i et de masse volumique ρ_i (milieu fibreux multititre), en pourcentage massique P_i :

$$\{3'\} A_s = 4 \cdot \frac{\sum_i P_i \rho_i D_i}{\sum_i P_i \rho_i} = \frac{4}{D_e}$$

D_e est le diamètre équivalent (d'un point de vue surface spécifique) du milieu fibreux considéré.

Lorsque les particules solides présentent des formes non régulières, on leur attribue un coefficient de forme f tel que leur surface spécifique puisse se mettre sous la forme :

$$A_s^i = \frac{f_i}{D_i}$$

D_i étant le diamètre nominal de la particule (Carman (9) - Rose (36) - Fair et Hatch (14)).

forme des grains	fibre	sphère	sable roulé	sable anguleux	gravier très anguleux	plaquette
f	4	6	7,5	9	11	21

Pour un ensemble de particules de diamètre D_i variable, mais de forme semblable : $A_s = f/D_e$

$$\{4\} \bar{d}_p = d_H = \frac{4D_e}{f} \cdot \frac{n}{1-n}$$

Par ailleurs, il n'apparaît pas possible de définir λ^* et Re^* , car si l'on considère le pore intersticiel moyen, sa longueur L_e ainsi que la vitesse de percolation V_p du fluide au travers ne sont mesurables.

On assimilera donc le vide interstitiel à un ensemble de pores de même volume relatif (même n), parallèles à la direction moyenne d'écoulement et de diamètre hydraulique d_H (fig. B4). Le débit unitaire V_N de ces nouveaux pores est tel que :

$$\{5\} \quad V_N = \frac{V}{n} = \frac{1}{n} \cdot \frac{Q}{S} \quad \text{avec} \quad \frac{L}{V_N} = \frac{L_e}{V_p}$$

soit $i = \Delta H/L$ le nouveau gradient hydraulique caractéristique. Nous définissons donc de nouveaux paramètres λ et R_e pour ce modèle équivalent.

$$\{6\} \quad \lambda = \frac{2 \cdot g \cdot i \cdot \bar{d}_p}{V_N^2} \quad R_e = \frac{V_N \cdot \bar{d}_p}{\nu}$$

et en posant $t = (L/L_e)^2$ tortuosité du pore moyen

$$\{7\} \quad \lambda = \lambda^* \cdot t^{-3/2} \quad R_e = R_e^* \cdot t^{1/2}$$

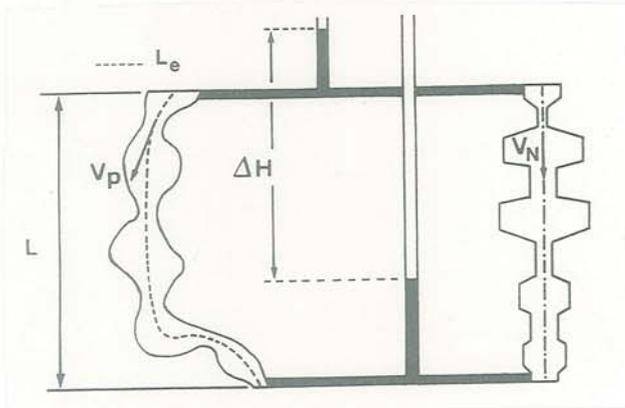


Fig. B4 : Modélisation de l'écoulement

La relation {2}, appliquée à l'ensemble du vide interstitiel, devient :

$$\{8\} \quad \lambda = \frac{A}{rt} \cdot \frac{1}{R_e} + B \cdot t^{-3/2}$$

Cette relation est indépendante du fluide de mesure, mais alors que la relation {2} entre λ^* et R_e^* était quasi-indépendante du tube considéré puisque A et B sont des constantes (pour B , à la rugosité de paroi près), la relation {8} entre λ et R_e dépend de la structure géométrique des pores (r et t sont variables, mais dans de faibles proportions cependant).

La relation {8} est équivalente à {8'} :

$$\{8'\} \quad i = \frac{\nu}{g} \cdot \frac{A}{nr\bar{d}_p} \cdot \frac{1}{2(\bar{d}_p)^2} V + \frac{1}{g} \frac{B \cdot t^{-3/2}}{2n^2} \cdot \frac{1}{\bar{d}_p} (V)^2$$

II.2.2 : Lois d'écoulement pour milieux poreux :

Ces nouvelles définitions de λ et R_e nous ont permis de présenter sous un jour nouveau des résultats obtenus par différents auteurs et de regrouper de façon très synthétique les valeurs obtenues sur divers milieux poreux et plusieurs fluides (fig. B5).

La courbe (a) correspond à un ensemble de billes de même diamètre :

$$n = 34,5\% \quad f = 6 \quad (\text{Rose } -(36)-)$$

La courbe (b) correspond à un sable d'angularité moyenne :

$$n = 27\% \quad f = 7,5 \quad (\text{Fancher et Lewis } -(13)-)$$

Les courbes (c) et (d) correspondent à un arrangement de cylindres de diamètre D régulièrement espacés (entraxe $1,25 D$: $n = 49,7\%$ $f = 4$) parallèles entre eux et perpendiculaires à la direction moyenne de l'écoulement (Bergelin -(2)-) :

Les cylindres sont, soit en ligne (courbe (c)) soit en quinconce (courbe (d)).

Le bon regroupement du faisceau de courbes, que nos définitions de λ et R_e ont permis d'obtenir, pour des milieux poreux très différents, nous amène à garder ces définitions pour les géotextiles.

Chacune des courbes expérimentales de la fig. B5 présente, pour le domaine des faibles nombres de Reynolds une partie quasi-rectiligne qui correspond au domaine où le terme $(Bt^{-3/2})$ est négligeable devant le premier terme en $(1/R_e)$ de {8} : C'est le domaine d'application de la formule de Darcy {8'}

$$\{9\} \quad \lambda \approx \frac{A}{rt} \cdot \frac{1}{R_e} \quad V = \frac{g}{\nu} \cdot \frac{nrt}{A} \cdot 2(\bar{d}_p)^2 \cdot i$$

Lorsque le nombre de Reynolds augmente, les courbes $\lambda f(R_e)$ s'infléchissent. On définit alors un nombre de Reynolds critique R_e^C au dessus duquel cette approximation ne sera plus acceptable (Schneebeli -(39)-) :

$R_e < R_e^C$: La relation $\lambda f(R_e)$ apparaît quasi-indépendante de la structure (courbes (a), (b), (c), (d) très regroupées). Pour un sable rond à granulométrie étroite ou un ensemble de billes de même diamètre, Carman-Kozeny proposent $rt = 2/5$. En gardant $A = 64$ comme dans le cas des capillaires à section circulaire uniforme, on obtient :

$$\{9'\} \quad \lambda = \frac{160}{R_e} \quad V = \frac{g}{\nu} \cdot \frac{n}{80} \cdot (\bar{d}_p)^2 \cdot i$$

{9'} est effectivement en bon accord avec ((a) : fig. B5). Pour un ensemble de cylindres parallèles, structure qui n'est pas sans analogie avec la structure d'un géotextile, on préférera la relation (21) :

$$rt = 1/5,5 \text{ soit}$$

$$\{9''\} \quad \lambda = \frac{350}{R_e} \quad V = \frac{g}{\nu} \cdot \frac{n}{175} \cdot (\bar{d}_p)^2 \cdot i$$

$R_e > R_e^C$: La formule de Darcy n'est plus acceptable R_e^C est d'autant plus faible que la structure géométrique des pores présente des singularités :

$$R_e^C \approx 100 \quad \text{pour les cylindres ((c) et (d))}$$

$$R_e^C \approx 10 \quad \text{pour les billes ((a))}$$

$$R_e^C \approx 1 \quad \text{pour un sable d'angularité moyenne (b)}$$

On définira aussi un nombre de Reynolds R_e^t à partir duquel $\lambda f(R_e)$ tend asymptotiquement vers une valeur de palier qui correspond à l'écoulement turbulent. Le terme $(A/rt) \cdot (1/R_e)$ est alors négligeable devant $B \cdot t^{-3/2}$.

$$\{10\} \quad \lambda = B \cdot t^{-3/2} \quad V = (g \cdot \frac{2n^2}{Bt^{-3/2}} \cdot \bar{d}_p)^{1/2} \cdot \sqrt{i}$$

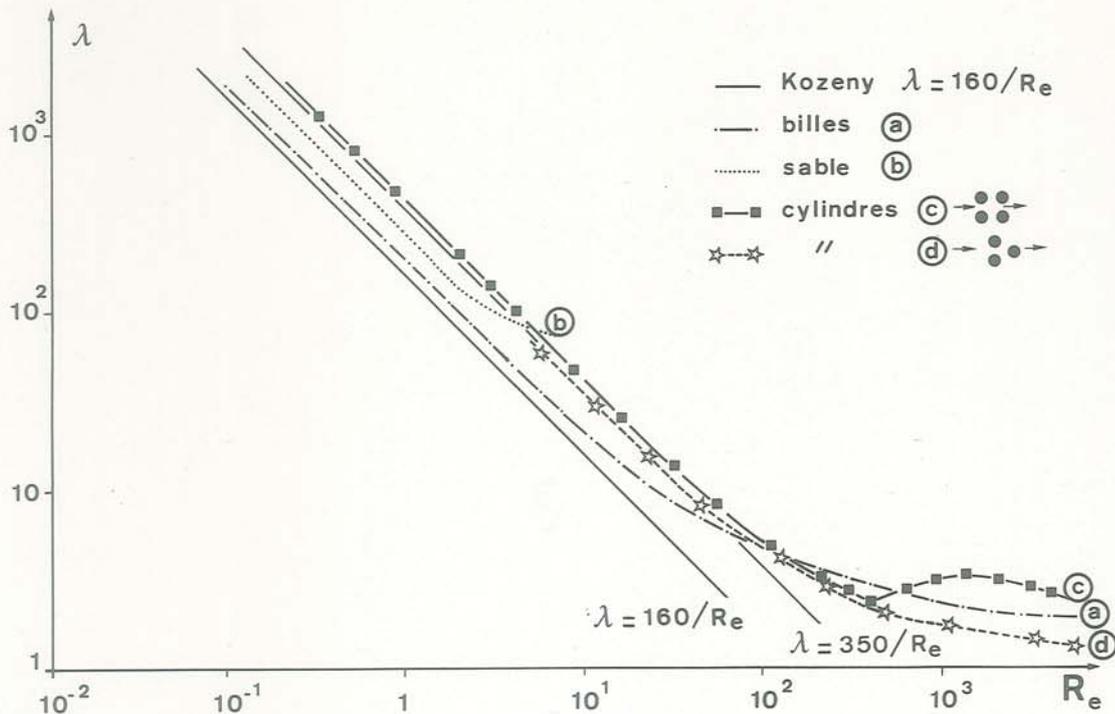


Fig. B5 : Diagramme de perte de charge pour différents milieux poreux

B.III - CONDITIONS HYDRAULIQUES POUR UN ESSAI DE PERMEABILITE

B.III.1 - CHOIX D'UN COEFFICIENT DE PERMEABILITE

La relation {8'} peut se mettre sous la forme :

{11} $i = \frac{V}{K} + \frac{V^2}{K_t}$ avec

{12} $K = \frac{g}{v} \cdot \frac{nrt}{A} \cdot 2(\bar{d}_p)^2$ perméabilité de Darcy

{13} $K_t = g \cdot \frac{2n^2}{B.t^{-3/2}} \cdot \bar{d}_p$ perméabilité turbulente

On pourra donc présenter les résultats de mesure d'écoulement, soit sous la forme (I), soit sous la forme (II) (fig. B6) :

Il a été montré que pour un milieu poreux donné, la relation (I) $\lambda=f(R_e)$ est indépendante du fluide de mesure. Il n'en sera pas de même pour (II) $i=g(V)$ puisque la perméabilité de Darcy K est fonction du fluide utilisé [12] alors que K_t est indépendant du fluide [13].

Pour $R_e < R_e^c$ $V \approx K \cdot i$
 Pour $R_e > R_e^t$ $V \approx K_t \cdot \sqrt{i}$

Certains auteurs d'essais de perméabilité sur géotextiles (Ogink -(32)-) ont choisi K_t comme paramètre, en se plaçant systématiquement à $R_e > R_e^t$, ceci paraissant plus aisé du fait de la faible résistance à l'écoulement de la plupart des géotextiles. Quant à nous nous avons choisi la perméabilité de Darcy K.

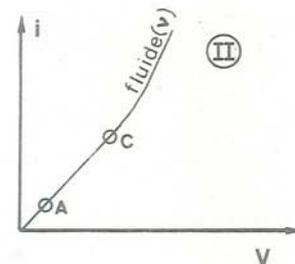
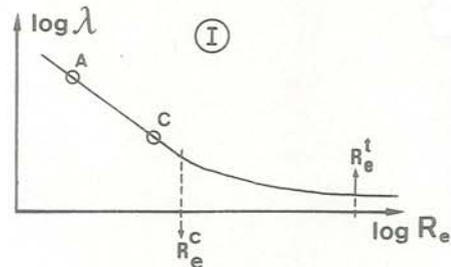


Fig. B6 : Formulation de la loi d'écoulement (I) : relation {8} - (II) : relation {11}

Cependant, pour faciliter la comparaison des résultats obtenus sur plusieurs fluides, nous utiliserons la perméabilité intrinsèque k , indépendante du fluide de mesure.

A partir de [12], on écrira :

$$\{14\} \quad k = K \cdot \frac{\nu}{g} = \frac{K_{air} \cdot \nu_{air}}{g} = \frac{K_{eau} \cdot \nu_{eau}}{g}$$

La viscosité cinématique ν prend les valeurs suivantes, pour $\theta = 20^\circ\text{C}$ et à la pression atmosphérique :

$$\nu_{eau} = 1,006 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$\nu_{air} = 15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

Le choix du domaine de mesure ($R_e < R_e^C$) pour les géotextiles apparaît préférable pour plusieurs raisons :

* Les conditions habituelles d'écoulement dans les ouvrages en terre réels correspondent généralement à un régime laminaire. Dans ces conditions la mesure de la perméabilité de Darcy est une nécessité pour une estimation du comportement hydraulique du géotextile.

* ($R_e < R_e^C$) implique des débits unitaires V faibles, ce qui garantit que la structure du géotextile ne sera pas modifiée en cours d'expérience, comme ce pourrait être le cas dans un fort courant fluide.

* Par contre le critère ($R_e > R_e^t$) nécessiterait pour des géotextiles épais des différences de charge ΔH très fortes, ce qui nuirait à la légèreté et à la simplicité souhaitées pour l'appareillage de mesure.

* Théoriquement R_e^C est unique pour tout milieu poreux, tandis que R_e^t dépend du contour solide des pores. R_e^C est donc plus facile à estimer. En réalité les paramètres V_N et d_H utilisés pour définir R_e ne sont pas les plus significatifs et R_e ne revêt pas rigoureusement la même signification, d'un milieu poreux à l'autre ; en première approximation, on utilisera donc une borne minimale pour R_e^C (cf. B.IV.2.1).

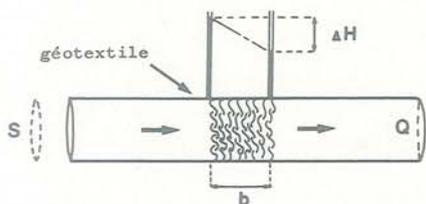
En conclusion, nous considérerons dorénavant qu'un test d'écoulement fluide au travers d'un géotextile devra permettre la détermination la plus précise possible de k , perméabilité intrinsèque du géotextile.

B.III.2 - PRINCIPE DE L'ESSAI DE PERMEABILITE SUR GEOTEXTILE - Notion de permittivité :

Pour les faibles nombres de Reynolds ($R_e < R_e^C$), la relation [11] est équivalente à :

$$\{15\} \quad V = \frac{Q}{S} = K \cdot i = k \cdot \frac{g}{\nu} \cdot \frac{\Delta H}{b}$$

$$\{16\} \quad \text{soit } k = \frac{Q \cdot \nu}{S \cdot g} \cdot \frac{b}{\Delta H}$$



La détermination de la perméabilité intrinsèque passe par la mesure des différents paramètres de [16].

La mesure de l'épaisseur b de géotextile n'est pas possible, dans le cas fréquent où la mesure se fait sur échantillon non comprimé ($\sigma_N = 0$), les surfaces libres du textile étant mal définies. Arbitrairement beaucoup choisissent une mesure séparée de l'épaisseur dans des conditions normalisées (sous compression faible, entre 2 plans parallèles). Mais cette mesure n'est pas significative puisqu'elle ne reconstitue pas

les conditions de l'essai de perméabilité. Par ailleurs, dans un problème de Génie Civil, ce qui importe généralement, c'est la surpression qu'occasionne la présence d'un additif textile, surpression qui est inversement proportionnelle à $\left(\frac{k}{b}\right)$.

Donc on considèrera qu'un test d'écoulement permet une détermination de la permittivité intrinsèque (k/b) ou de la permittivité au fluide (K/b) :

$$\{17\} \quad \left(\frac{k}{b}\right) = \left(\frac{K}{b}\right) \cdot \frac{\nu}{g} \quad \text{On posera } \psi = \frac{K}{b}$$

Pour 2 géotextiles de structure identique mais d'épaisseur différente, les perméabilités k seront les mêmes, à même porosité, mais les permittivités k/b seront dans le rapport inverse des épaisseurs, par exemple (fig. B7) pour 2 non tissés aiguilletés BD de masse surfacique différente, donc d'épaisseur différente. Ces mesures ont été obtenues, avec le perméamètre N 212, en modifiant la porosité n à l'aide d'une compression normale σ_N .

k est une caractéristique de la structure du géotextile :

* pour une même nappe, elle varie avec n

* à même structure (même porosité); deux géotextiles d'épaisseur différente présentent la même perméabilité.

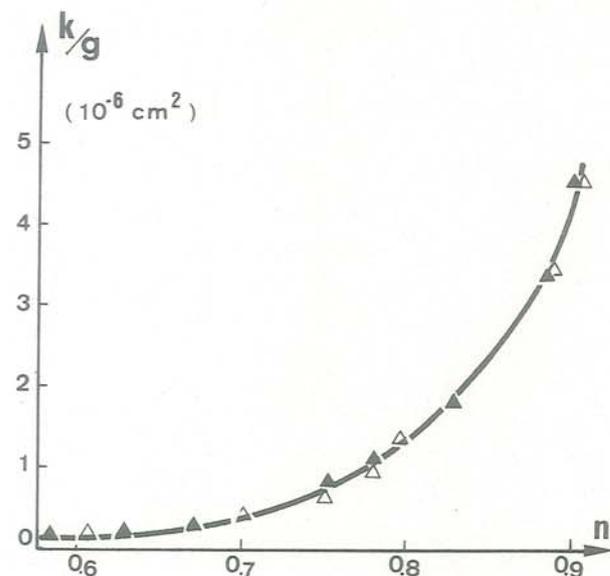
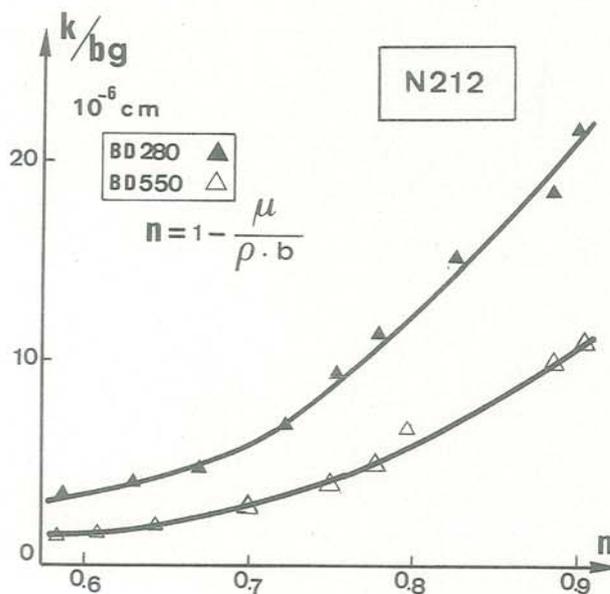


Fig. B7 : Perméabilité et permittivité pour un géotextile sous compression variable

B.III.3 - CONDITIONS D'ESSAI :

III.3.1 : Surface d'échantillon S

Un géotextile présente toujours une certaine hétérogénéité. Pour détecter ces hétérogénéités, il faut multiplier les essais sur de petites surfaces S. Au contraire, pour obtenir une valeur de permittivité significative pour les applications "génie civil", quelques essais sur de grandes surfaces S seront suffisants.

Augmenter la section S du perméamètre permet de minimiser les "effets de bords" (écoulements préférentiels le long des parois et pertes de charge par frottement) : le rapport (contour/surface échantillon) diminue avec ϕ , son diamètre : $= 4/\phi$.

Mais augmenter la section S alourdit l'appareillage, et augmente d'autant les débits fluides.

S'il s'agit d'obtenir un échantillon plus représentatif, il est plus intéressant d'utiliser un empilement de nappes géotextiles, dans la mesure où l'on peut considérer :

- bj épaisseur d'une nappe
- kj perméabilité d'une nappe

Pour un empilement de N nappes :

$$\frac{b}{k} = \frac{\sum_{j=1}^N b_j}{k} = \sum_{j=1}^N \left(\frac{b_j}{k_j} \right)$$

En supposant le géotextile homogène :

$$b = \sum_{j=1}^N b_j = N \cdot b_j$$

$$k_j = k \quad \text{donc}$$

$$\{18\} \left(\frac{k_j}{b_j} \right) = N \left(\frac{k}{b} \right) = \frac{Q}{S} \cdot \frac{v}{g} \cdot \frac{N}{\Delta H}$$

III.3.2 : Fluide

- Température, pression :

La valeur de la permittivité intrinsèque est indépendante du fluide utilisé. Pour déterminer k/b , il faut cependant connaître la viscosité cinématique ν du fluide dans les conditions d'essai (température θ , pression ; p , pression moyenne du fluide) :

$$\{19\} \frac{k}{b} = \frac{Q_{\theta,p} \cdot \nu_{\theta,p}}{\Delta H \cdot g} \cdot \frac{1}{S}$$

avec $Q_{\theta,p}$ débit mesuré ;

ΔH , différence de charge traduite en hauteur de fluide dans les conditions normalisées (pression atmosphérique p_0 ; $\theta = 20^\circ\text{C}$) ;

$\nu = \eta / \rho_f$ (η viscosité dynamique dépend de θ mais est indépendant de ρ_f pour un fluide parfait ; ρ_f masse volumique du fluide est fonction de p et θ).

Remarquons que la mesure de k/b nécessiterait aussi la connaissance de $\nu_{\theta,p}$ car, pour être comparative, la valeur de la permittivité au fluide doit toujours être ramenée aux conditions normalisées ($p = p_0$, $\theta = 20^\circ\text{C}$) :

$$\frac{k_{20,p_0}}{b} = \frac{k_{\theta,p}}{b} \cdot \frac{\nu_{\theta,p}}{\nu_{20,p_0}} = \left(\frac{Q_{\theta,p}}{S} \cdot \frac{1}{\Delta H} \right) \cdot \frac{\nu_{\theta,p}}{\nu_{20,p_0}}$$

- Pureté :

Par ailleurs, il ne faut pas oublier que l'on effectue des mesures sur des matériaux "filtrants" qui ont donc des propriétés de "blocage" importantes : le fluide doit donc être parfaitement pur (eau non chargée en particules étrangères, et désaérée, air propre et sec, ...).

III.3.3 : Régime permanent

La mesure de $Q_{\theta,p}$, $\nu_{\theta,p}$ et ΔH (réf. {19}) n'est généralement pas simultanée. Pour obtenir un résultat significatif, aucun des quatre paramètres θ , p , $Q_{\theta,p}$ et ΔH ne doit varier pendant le temps global de mesure, ce qui suppose que l'écoulement se fait en régime permanent :

- pas de variation de ΔH imposée au géotextile ;
- pas de variation de la température θ du fluide, ce qui suppose un stockage de fluide nécessaire à la mesure suffisant. Cette condition impose une section S peu importante ;

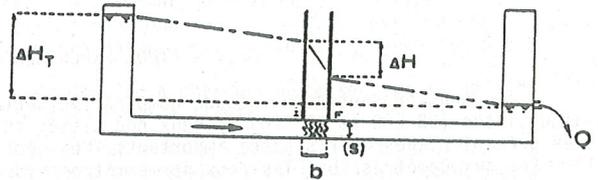


Fig. B8 : Pertes de charge dans le perméamètre

- pas de variation de la structure du géotextile, sous l'effet de l'écoulement. Cette condition est en accord avec le régime choisi (faibles nombres de Reynolds, c'est-à-dire faibles débits unitaires V). De plus, l'échantillon devra être supporté en aval de l'écoulement afin de ne pas fléchir en membrane sous l'effet du courant d'eau.

III.3.4 : Perte de charge ΔH

ΔH est la perte de charge causée par le géotextile. Or, l'écoulement à travers les tubulures du perméamètre engendre une perte de charge supplémentaire ΔH_a (fig. B8).

Perte de charge imposée :

$$\Delta H_T = \Delta H + \Delta H_a$$

La mesure la plus satisfaisante consiste à mesurer ΔH directement à l'aide de tubes piézométriques situés en I et F. Dans le cas où cela n'est pas possible, soit on limite au maximum les pertes de charge de l'appareillage, en simplifiant le circuit d'écoulement (principe que nous avons appliqué sur le perméamètre proposé en fin d'exposé), soit ces pertes de charge ΔH_a sont évaluées par circulation du fluide à vide (sans géotextile); en mesurant ΔH_a pour le même débit Q qu'en présence du géotextile.

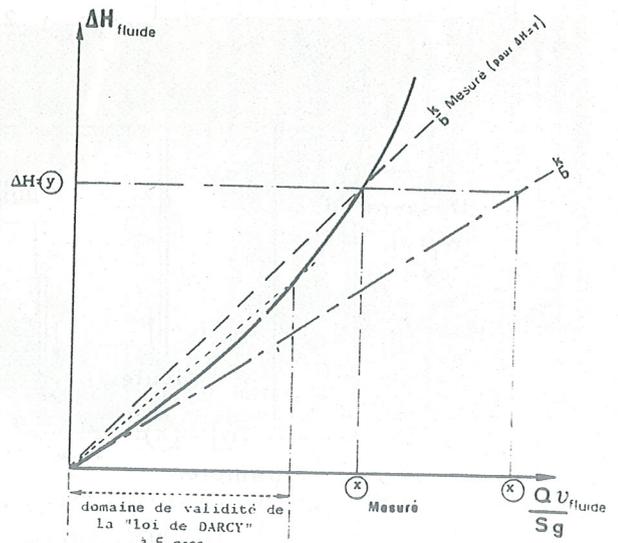


Fig. B9 : Mesure expérimentale de la permittivité

Mais la précision est alors moins bonne car les filets fluides seront généralement différents au voisinage de I et de F suivant que le géotextile est ou non présent.

III.3.5 : Débit Q

On veillera à ce que le débit unitaire Q/S ne soit pas trop fort afin de garantir une bonne précision sur la mesure de permittivité ($R_e < R_e^c$) :

Si (k/b) est la mesure de la permittivité intrinsèque sous nombre de Reynolds faible, on définira la précision de mesure à partir de :

$$\{20\} \frac{(k/b)_{\text{mesuré}}}{(k/b)} = 1-E \quad \text{avec } E = \frac{x - x_{\text{mesuré}}}{x} \quad \text{pour } \Delta H = y$$

E écart relatif ou erreur sur la mesure

$(k/b)_{\text{mesuré}}$ correspond à une permittivité "secante" (fig. B9).

B.IV - ETUDE EXPERIMENTALE SUR GEOTEXTILE NON COMPRIME

Nous présentons une étude comparative portant sur quatre géotextiles non tissés, sous $\sigma_N = 0$, deux non tissés aiguilletés (BD 280 et SD 370) et deux non tissés thermoliés (TM 230 et TP 270) (cf. tableau B1), dont les permittivités présentent des écarts assez importants. Ces géotextiles ont été testés dans quatre perméamètres différents -(19)-(21)-. Ces perméamètres sont les deux perméamètres hydrauliques à charge constante dont nous disposons à l'IRIGM (Université de Grenoble) et deux perméamètres dont nous avons pu disposer à l'Institut Textile de France, un perméamètre hydraulique à charge variable et un perméamètre à air, à débit constant. On a ainsi couvert la gamme de la quasi-totalité des perméamètres utilisés pour les géotextiles.

B.IV.1 - ESSAIS SUR GEOTEXTILES AVEC LES QUATRE PERMEAMETRES :

Nous allons présenter le mode d'obtention de (k/b) à l'aide de chaque perméamètre :

Rappelons :

$$\{19\} \quad \frac{k}{b} = \frac{Q_{\theta,p} \cdot \gamma_{\theta,p}}{S \cdot g} \cdot \frac{1}{\Delta H}$$

IV.1.1 : Perméamètre oedométrique à eau à charge constante N 212 (fig. B10 et B11) :

Ce perméamètre est un appareillage lourd conçu pour des essais plus sophistiqués (essais sous compression normale σ_N jusqu'à 2 000 kPa, essais de filtration avec géotextile compris entre deux couches de sol) que ces essais d'identification, et suffisamment précis pour que ses mesures servent de référence à celles que nous avons obtenues avec les autres appareillages :

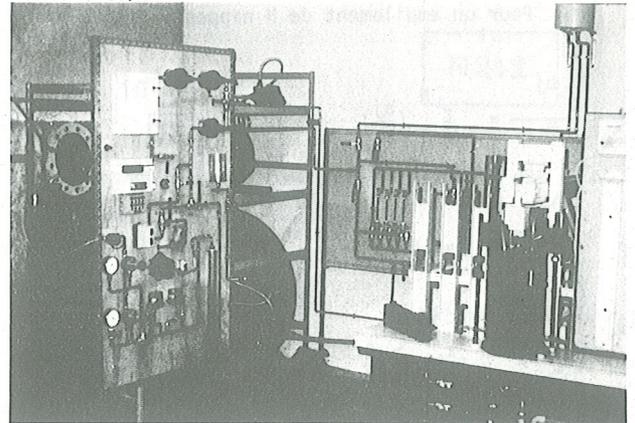


Fig. B11 : Perméamètre N 212 - vue d'ensemble de l'appareillage

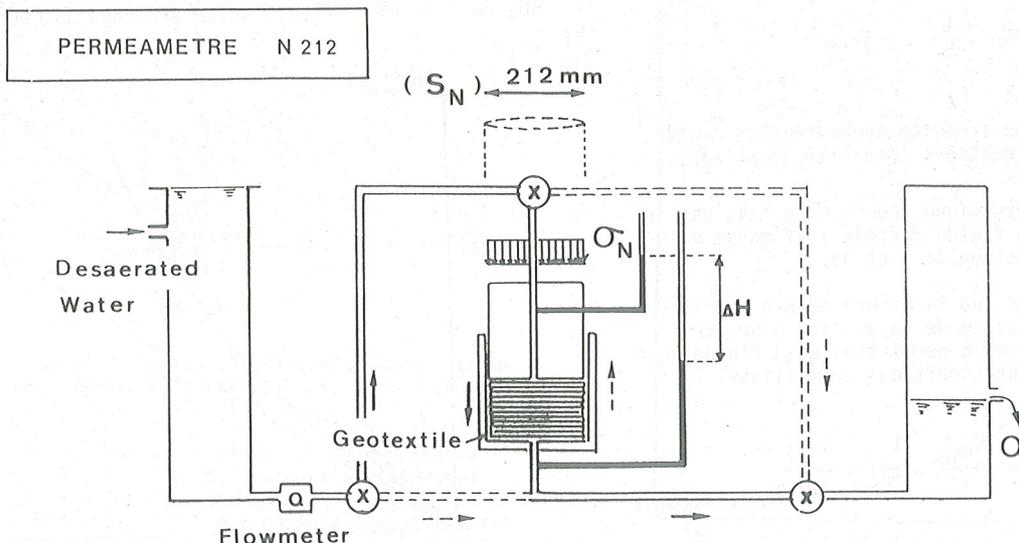


Fig. B10 : Perméamètre normal, géotextile sous compression (N 212)

- Perméamètre à charge constante : on impose ΔH_T (modulable d'un essai à l'autre).

- S est grande, 353 cm^2 ($\phi = 21,2 \text{ cm}$). De plus, la mesure se fait sur un empilement de N nappes. La surface d'échantillon testée est donc importante. On envisagera en fin d'exposé l'influence éventuelle de l'empilement sur la mesure.

- Le fluide est de l'eau désaérée stockée en réservoir (donc température θ constante durant la mesure). Dans le domaine d'essai utile, l'eau peut être considérée comme incompressible : influence nulle de la variation de p .

- Q_0 est mesuré par débitmètre ou par pesée.

- ΔH est mesuré directement par tubes piézométriques à l'entrée et sortie de l'échantillon (ce qui permet d'effectuer des essais sous des ΔH très faibles, de l'ordre de quelques mm, mesurés sur un tube à alcool incliné).

- Le piston du perméamètre est bloqué en position haute (compression normale $\sigma_N = 0$). C'est le seul des quatre perméamètres testés qui permette une mesure de l'épaisseur "utile", sur empilement cependant (N_b).

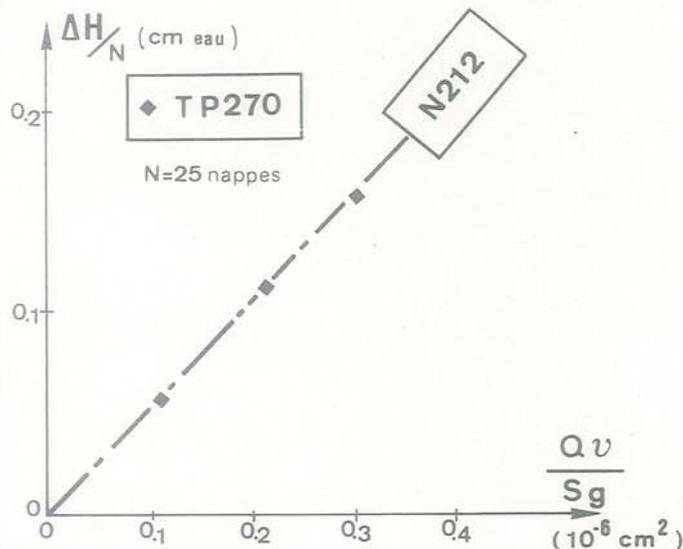
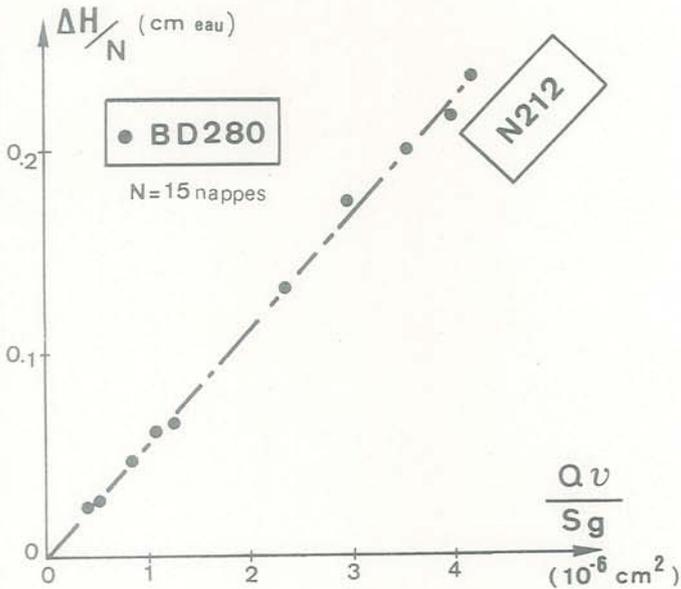


Fig. B12-a et b : Essai au perméamètre N 212

- Présentation des résultats (fig. B12) :

La permittivité intrinsèque est déterminée comme sur (fig. B9) et en tenant compte de l'empilement (formule 18). La proportionnalité entre $Q.v/S.g$ et $\Delta H/N$ montre que la formule de Darcy est vérifiée pour les faibles débits mesurés.

On constate que la permittivité du TP 270 est 10 fois plus faible que celle du BD 280.

IV.1.2 : Perméamètre à eau à charge constante N 50 (fig. B13 et B14) :

Nous avons conçu une cellule de perméabilité légère, spécialement pour effectuer ce type d'essai sur géotextile non comprimé. La cellule est branchée sur le même système de mesure que pour le perméamètre N 212 :

- Perméamètre à charge constante : on impose ΔH_T (modulable d'un essai à l'autre).

- S est égale à $19,6 \text{ cm}^2$ ($\phi = 5 \text{ cm}$). Ceci nous permet d'obtenir des débits très supérieurs au perméamètre précédent et de dépasser ainsi volontairement le domaine de la formule de Darcy.

- Le fluide est de l'eau désaérée, stockée à température θ constante.

- Q_0 est mesuré par débitmètre ou par pesée.

- ΔH est mesuré entre les points I et F en amont et aval de l'échantillon. La perte de charge propre à l'appareillage entre I et F est négligeable, elle peut de toute façon être appréciée par mesure de la différence de charge entre I' et F'.

- Les perméamètres N 212 et N 50 présentent l'originalité de permettre une mesure de permittivité par écoulement dans les deux sens.

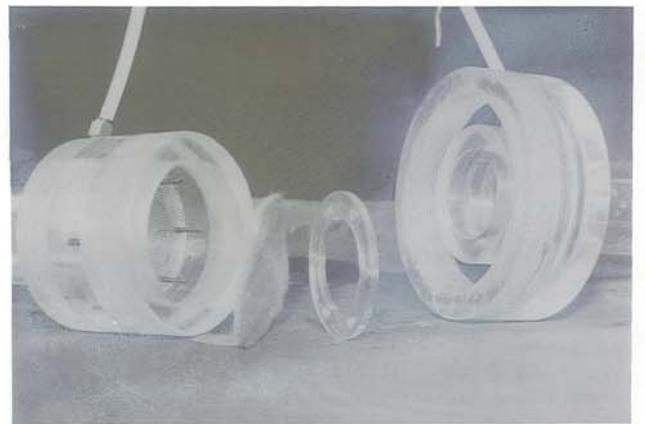
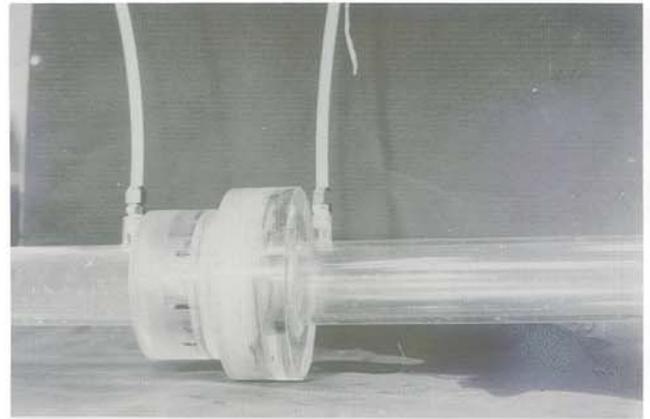


Fig. B14 : Perméamètre N 50 - Mise en place rapide du géotextile

- Présentation des résultats (fig. B15) :

Pour un débit cinq fois supérieur au précédent (fig. B12), l'écart relatif est de 20% (minoration) sur la permittivité (BD 280).

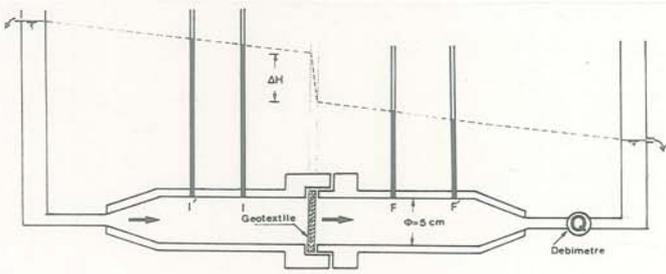


Fig. B13 : Perméamètre à eau à charge constante N 50

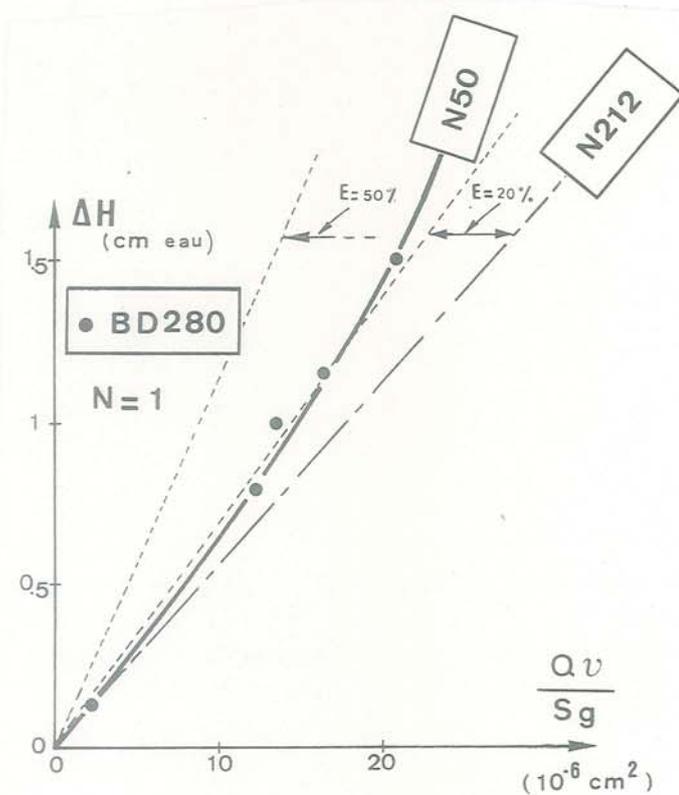


Fig. B15 : Essai au perméamètre N 50

IV.1.3 : Perméamètre à air à débit constant N 40A (fig. B16) :

- Perméamètre à débit constant : on impose Q (modulable d'un essai à l'autre).
- S est égale à 12,6 cm² (φ = 4 cm).
- Le fluide est de l'air, à 20°C (conditionnement du laboratoire).
- Le débit est mesuré par débitmètre.
- La perte de charge ΔH_T est mesurée entre deux points situés à 8,5 cm en amont et en aval du géotextile, et la perte de charge propre à l'appareillage n'est pas négligeable entre ces deux points (changement de section du conduit). La perte de charge due au géotextile est donc égale à :

$$\Delta H = \Delta H_T - \Delta H_a \text{ (fig. B17)}$$

ΔH_a étant mesuré à vide pour le même débit Q.

Les pertes de charge sont mesurées en hauteur d'air (θ = 20°C, p = p₀).

- Formule d'équivalence de la permittivité à l'eau et de la permittivité à l'air (d'après [14]) :

$$\frac{k_{\text{air}}}{b} \cdot \frac{v_{\text{air}}}{g} = \frac{k_{\text{eau}}}{b} \cdot \frac{v_{\text{eau}}}{g}$$

avec, pour θ = 20°C et p = p₀ :

$$v_{\text{eau}} = 1,006 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$v_{\text{air}} = 15 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

- Présentation des résultats (fig. B18, a et b) :

La formule de Darcy n'est acceptable que pour les débits les plus faibles employés. Une comparaison avec les essais à l'eau pourra se faire par une étude des nombres de Reynolds correspondants (fig. B22).

PERMEAMETRE N 40 A

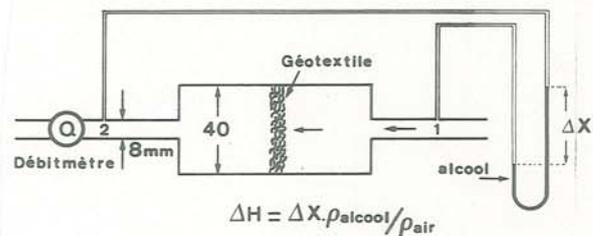


Fig. B16 : Perméamètre N 40A à air

Par ailleurs, les résultats de permittivité intrinsèque sur BD 280 sont supérieurs, pour les faibles débits, à ceux obtenus avec le perméamètre à l'eau N 212 : deux justifications possibles, l'hétérogénéité du géotextile, ou une surestimation des pertes de charge ΔH_a de l'appareillage (moins sensible pour TP 270, du fait de la grandeur de ΔH).

Cette surestimation de ΔH_a serait explicable :

La viscosité dynamique η = ν · ρ_f est beaucoup plus faible pour l'air que pour l'eau. L'amortissement des turbulences est d'autant moins bon que η est faible. Dans l'appareil à vide se développeraient des turbulences, se propageant jusqu'en aval de la cellule de mesure. La présence du géotextile, en canalisant les filets fluides, amortirait ces turbulences propres à l'appareillage, et la perte de charge ΔH_a serait de fait plus faible en présence du géotextile qu'à vide. Ce serait un argument pour préférer les fluides de forte viscosité dynamique η.

Enfin une dernière raison pourrait être l'effet Klinkenberg : différents auteurs ont observé que le débit gazeux était généralement supérieur à celui prévu par la formule de Darcy, la perméabilité intrinsèque liquide est supérieure à la perméabilité intrinsèque gazeuse, parce qu'à la différence d'un liquide, un gaz a une vitesse non nulle le long des parois. Mais dans notre cas cet effet devrait être plus important pour un milieu moins poreux (TP 270 plutôt que BD 280).

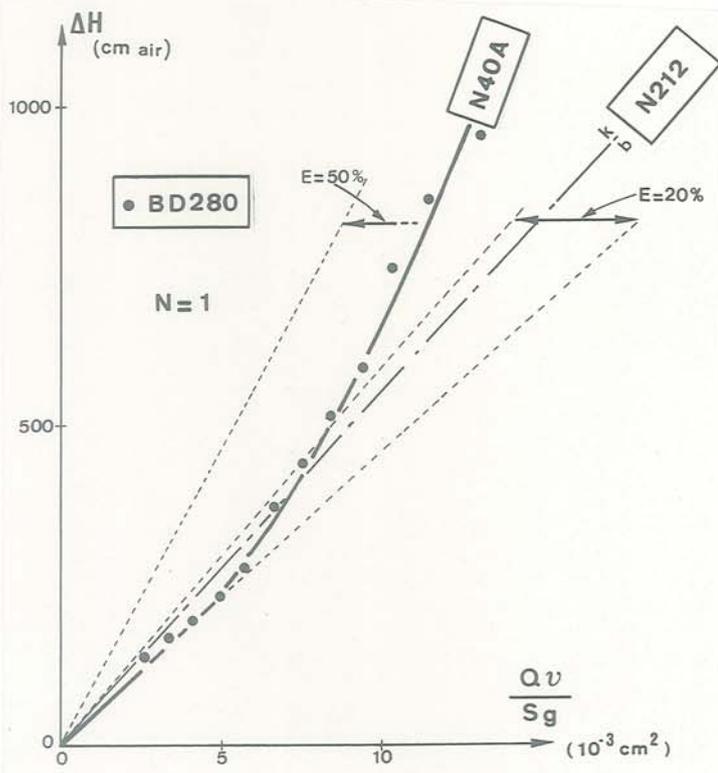


Fig. B18-a : Essai au perméamètre N 40A

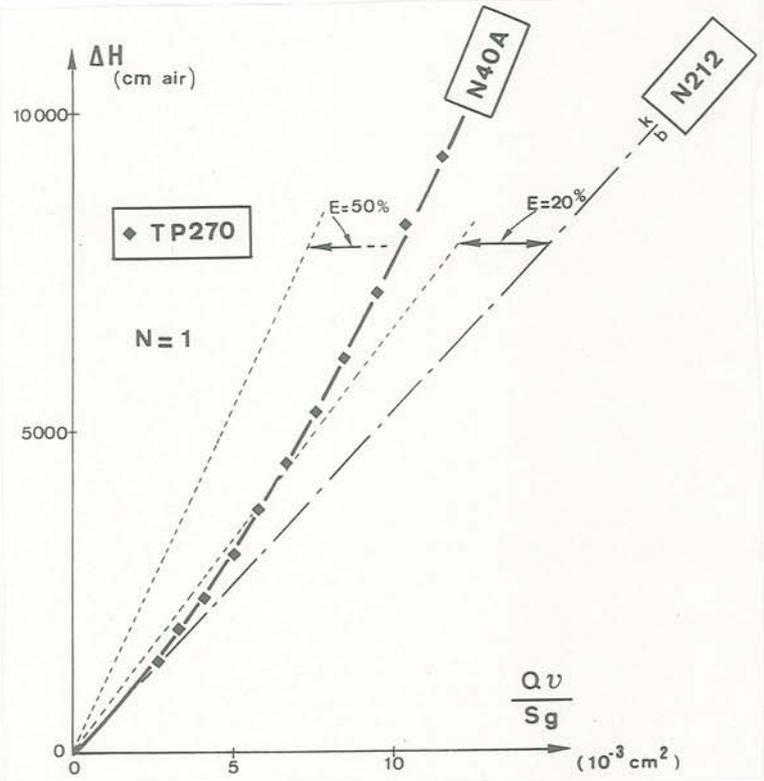


Fig. B18-b : Essai au perméamètre N 40A

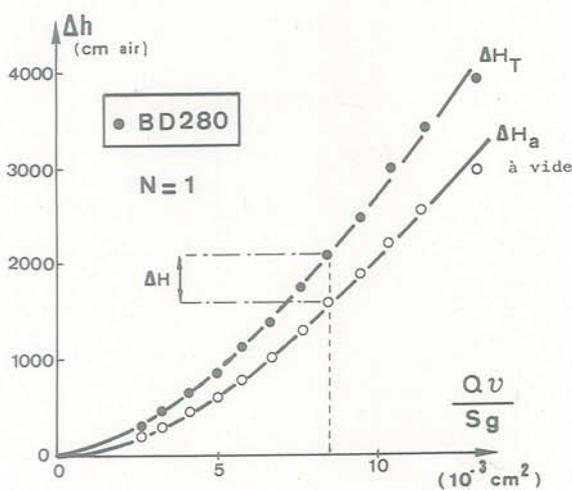


Fig. B17 : Pertes de charge avec et sans géotextile (perméamètre N 40A)

IV.1.4 : Perméamètre à eau à charge variable N 35CV (fig. B19) :

Cet appareil est du type utilisé par List -(29)- et Blair -(3)-.

Ce perméamètre est un appareil couramment utilisé pour la mesure de perméabilité des géotextiles. On mesure le temps de vidange partielle du réservoir amont. Le régime est non permanent, débit et charge variant continuellement pendant l'essai. Afin d'obtenir des mesures comparatives avec les perméamètres précédents, on supposera que le régime hydraulique peut être considéré comme pseudo-permanent entre deux niveaux rapprochés du réservoir amont.

L'interprétation de ces essais s'est faite sur cette base.

- S est égale à $9,6 \text{ cm}^2$ ($\phi = 3,5 \text{ cm}$).
 - Le fluide est de l'eau à 20°C . Il s'agit de la même eau pour chaque essai, le perméamètre fonctionnant en circuit fermé.
 - Débit Q et charge hydraulique ΔH_T sont des fonctions du temps : à l'instant t :

$$Q(t) = -s \frac{dz}{dt},$$

$$\Delta H_T(t) = z - z',$$

avec géotextile,

$$\Delta H_a(t) = z_a - z'_a,$$

sans géotextile,

$$\Delta H(t) = \Delta H_T \quad (Q(t) = q) - \Delta H_a \quad (Q_a(t) = q),$$

et on obtient :

$$\frac{k}{b} = \frac{v}{Sg} \cdot \frac{Q(t)}{\Delta H(t)} \text{ mesuré à l'instant } t = (k/b)_{\text{mesuré}}$$

en supposant vérifiée la formule de Darcy à l'instant t.

- Exploitation conventionnelle de l'essai :

l'estimation de la permittivité k/b se fait conventionnellement :

→ en négligeant les pertes de charge de l'appareillage :

$$\Delta H \approx \Delta H_T,$$

$$\left(\frac{k}{b}\right)_{\text{mesuré}} \approx \frac{v}{Sg} \cdot \frac{Q(t)}{\Delta H_T(t)} = \frac{v}{Sg} \cdot \frac{-sdz}{(z-z')dt}$$

et avec $s' \cdot dz' = -s \cdot dz$:

$$\left(\frac{k}{b}\right)_{\text{mesuré}} \approx -\frac{v}{Sg} \cdot \frac{s}{1+s/s'} \cdot \frac{d(\Delta H_T)}{\Delta H_T} \cdot \frac{1}{dt}$$

→ en supposant (k/b) mesuré indépendant du temps t :

On intègre entre les 2 niveaux (0) et (10) du réservoir amont.

$$\begin{aligned}
 \left(\frac{k}{b}\right)_{\text{mesuré}} &\approx \left(\frac{k}{b}\right)_{\text{conv.}} \\
 [21] \quad &= \left(\frac{\nu}{Sg} \cdot \frac{s}{1+s/s'} \cdot \text{Log} \frac{\Delta H_{\dagger}^0}{\Delta H_{\dagger 10}^0}\right) \cdot \frac{1}{t_{10} - t_0}
 \end{aligned}$$

La valeur conventionnelle de la permittivité est inversement proportionnelle au temps global de vidange ($t_{10} - t_0$).

- Présentation de nos résultats :

La méthode estimative précédente suppose la formule Darcy vérifiée, tout au long de l'opération de vidange (débit $Q(t)$ proportionnel à $\Delta H(t)$). En réalité pour un géotextile très permittif, les vitesses d'écoulement seront très fortes en début de vidange et la formule de Darcy non vérifiée :

$$\frac{k}{b} > \left(\frac{k}{b}\right)_{\text{mesuré}} = \frac{\nu}{Sg} \cdot \frac{Q(t)}{\Delta H(t)}$$

Pour vérifier ce fait, nous avons, à défaut d'une mesure instantanée de $Q(t)$ et $\Delta H(t)$, évalué $Q(t)$ et $\Delta H(t)$ moyen entre des points espacés seulement de 5 cm le long du réservoir amont (régime supposé permanent entre les deux niveaux espacés de 5 cm), sur 50 cm de hauteur.

Débit moyen :

$$Q_{j, j+1} = \frac{s(z_j - z_{j+1})}{(t_{j+1} - t_j)}$$

perte de charge moyenne :

$$\Delta H_{\dagger j+1} = \frac{z_j + z_{j+1}}{2} - \frac{z'_j + z'_{j+1}}{2}$$

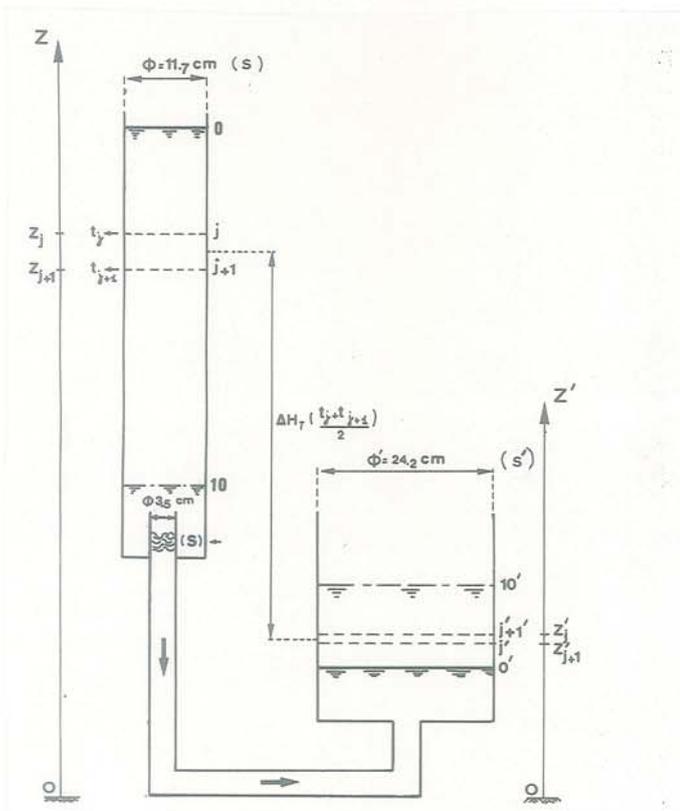


Fig. B19 : Permèamètre à eau à charge variable N 35CV

Ceci nous permet d'obtenir, pour chaque essai, dix couples de valeurs $(Q, \Delta H_T)$ décroissant pendant la vidange. En opérant sans géotextile, on obtient de même des couples de valeurs $(Q, \Delta H_a)$.

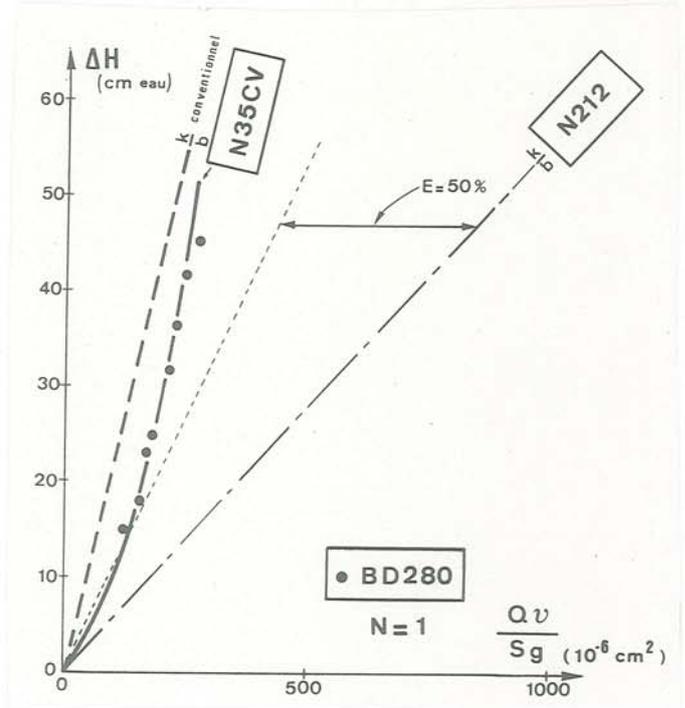


Fig. B20-a : Essai au permèamètre N 35CV

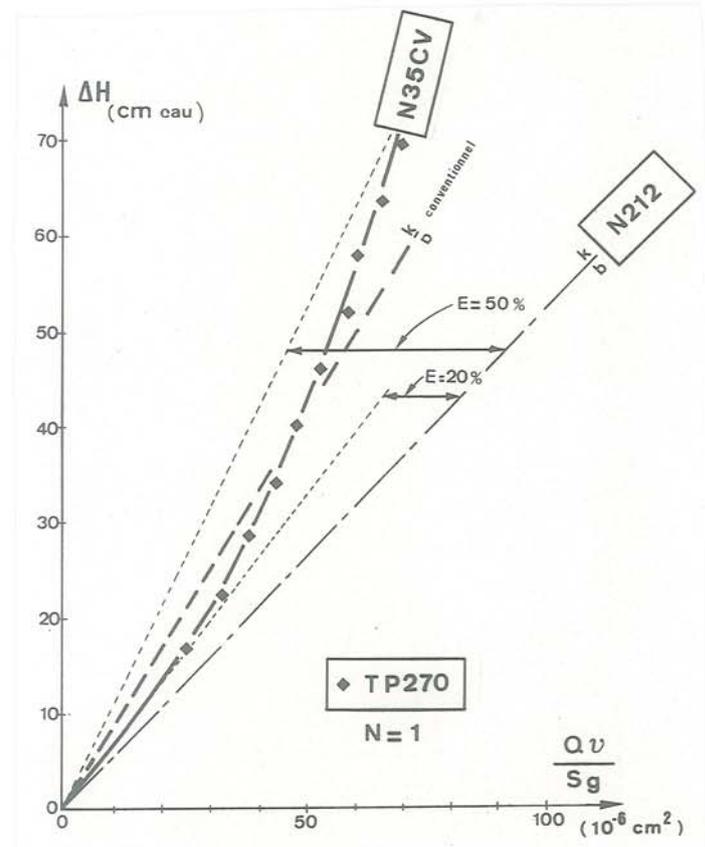


Fig. B20-b : Essai au permèamètre N 35CV

Par différence, à même débit Q , on obtient:
 $\Delta H = \Delta H_T - \Delta H_a$ (fig. B21)

Les résultats sont présentés sur les figures B20 -a et b.

En prenant $(k/b)_{conv.}$ (formule {21}) comme valeur de (k/b) (comparaison avec la valeur obtenue au perméamètre N212), on commet une erreur $E = 37\%$ pour le TP 270 peu permittif et $E = 75\%$ pour le BD 280 (avec $\frac{(k/b)_{conv.}}{(k/b)} = 1-E$)

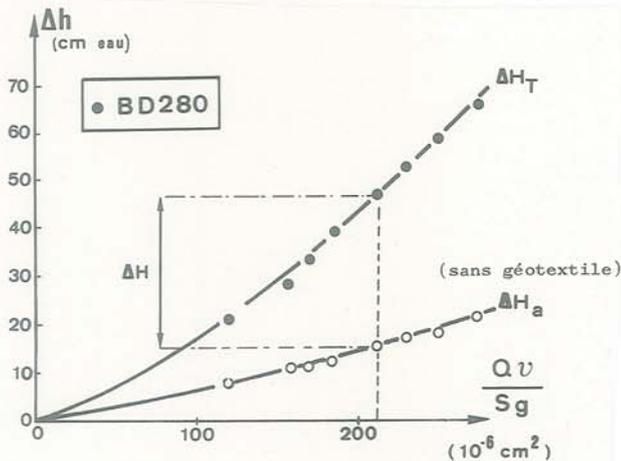


Fig. B21 : Pertes de charge avec et sans géotextile (perméamètre N 35CV)

La raison principale n'est pas la non-prise en compte de ΔH_a mais l'inexactitude de la formule de Darcy comme le montre le relevé des couples $(Q, \Delta H)$ en cours de vidange : pour les deux géotextiles, les vitesses d'écoulement Q/S sont trop fortes (comparer avec la figure B12). $(k/b)_{conv.}$ est d'autant plus proche de (k/b) vrai que ces vitesses sont faibles, donc d'autant plus que le géotextile est moins permittif (TP 270 plus que BD 280).

Ce type de perméamètre n'est donc utilisable que pour des géotextiles très peu permittifs (isolément ou en empilement).

Ceci explique que Blair et al -(3)- trouve une permittivité croissante avec le nombre de nappes N d'un échantillon constitué d'un empilement: Le perméamètre utilisé est à charge variable.

B.IV.2 - SYNTHÈSE DES ESSAIS SUR LES QUATRE PERMEAMÈTRES :

L'utilisation des deux paramètres adimensionnels λ et R_e permet de regrouper l'ensemble des résultats précédents et de leur donner une signification générale.

IV.2.1 : Critère de précision :

Nous présentons (fig. B22) les résultats complets obtenus sur les 4 non tissés testés avec les 4 perméamètres différents.

On constate une bonne corrélation, pour un même géotextile, entre les résultats obtenus sur les quatre appareillages.

* $R_e < R_e^C$: Dans le cas des *aiguilletés*, la courbe est pratiquement confondue avec celle obtenue pour les cylindres parallèles. On admettra donc qu'ils suivent une loi du type :

$$\{9\} \lambda = \frac{350}{R_e} \quad v = \frac{g}{v} \cdot \frac{n}{175} \cdot (\overline{d_p})^2 \cdot i \quad \text{avec } \overline{d_p} = d_H$$

L'écart des résultats obtenus sur *thermoliés* avec la loi d'écoulement autour de cylindres parallèles peut être justifiée par la structure des non tissés thermoliés : les filaments sont dans ce cas fréquemment soudés par l'opération de calendrage (cf. micrographie d'un TP 270 - fig. A6), ce qui diminue la surface spécifique effective. Il faudrait donc considérer un diamètre équivalent D_e des filaments supérieur à D : $A_S = 4/D_e < 4/D$

Le diamètre hydraulique {3} est donc lui aussi modifié :

$$d_H = \frac{4 D_e}{f} \cdot \frac{n}{1-n} > \frac{4D}{f} \cdot \frac{n}{1-n}$$

Le diamètre moyen des pores $\overline{d_p} = d_H$ est donc sous-estimé lorsque l'on considère D au lieu de D_e .

Par contre nous ne pouvons expliquer ainsi l'écart constaté pour les *tissés*, qui sont tous très proches de la relation de Kozeny.

* $R_e > R_e^C$: Dans le cas des *aiguilletés*, R_e^C est bien inférieur à celui constaté pour les cylindres parallèles (fig. B5) alors que le comportement est similaire dans le domaine d'application de la formule de Darcy. En fait les pores ont une forme beaucoup plus complexe dans le cas des non tissés et les singularités de l'écoulement font diverger $\lambda = f(R_e)$ et la relation {9} pour de faibles R_e . Quant à l'écart entre BD 280 et SD 370, il peut s'expliquer par l'hétérogénéité des nappes ou la précision discutable des mesures au perméamètre N 35CV.

R_e^C est lié à la précision de mesure souhaitée. Une fois déterminé R_e^C , on calcule le débit maximum admissible pour les mesures au perméamètre {6} :

$$V = Q/S < R_e^C \cdot v \cdot (1-n)/D$$

L'étude présentée en (B.IV.1) permet de proposer :

$$\{22\} R_e^C = 5 \text{ pour le BD 280} \quad R_e^C = 30 \text{ pour le TP 270}$$

si l'on considère comme admissible une sous-estimation de 50% de la permittivité. Pour les tissés (fig. B22bis), R_e^C paraît supérieur.

R_e^C n'est donc pas indépendant de la structure du produit. Logiquement il doit augmenter lorsque les singularités des chemins d'écoulement diminuent. On montre aussi que $\lambda f(R_e)$ et R_e^C varient, pour un même textile, avec la compression σ_N .

Nous proposons la borne $R_e^C = 5$, ce qui, pour $n = 92\%$ et $D = 29\mu$ donne $V = Q/S < 14$ mm/s. Le gradient hydraulique maximum correspondant est égal à 2,5.

Nous avons cependant été moins restrictifs dans le projet de norme que nous avons proposé au Comité Français des Géotextiles -(11)- pour la mesure de permittivité.

$$V = Q/S < 35 \text{ mm/s}$$

en raison de la faible précision nécessaire pour les géotextiles les plus ouverts (ceux qui entraîneraient les débits unitaires les plus forts avec un appareillage donné).

Néanmoins, pour de nombreux perméamètres, cette condition ne peut être respectée car la charge minimale imposée ΔH est trop forte. La solution proposée

consiste alors à empiler un nombre N de nappes jusqu'à ramener Q/S à une valeur acceptable :

$$\frac{Q}{S} = \left(\frac{k}{b}\right) \cdot \frac{g}{v} \cdot \frac{\Delta H}{N}$$

IV.2.2 : Influence de l'empilement de plusieurs nappes sur la mesure :

Nous avons comparé les résultats de permittivité obtenus au perméamètre N 50 sur 5 nappes de TM 260 prises individuellement au résultat de permittivité globale obtenu en empilant les cinq mêmes nappes {18} (fig. B23) : on constate un très faible écart, à

condition de rester sous faible débit unitaire.

Sur les figures B24 et B25, nous présentons l'influence du nombre de nappes N en empilement pour 4 tissés toiles de porosité et diamètre de filament très variables : la mesure est influencée, pour les tissés les plus permittifs par la précision de la détermination des charges hydrauliques, d'autre part par la nature et le nombre d'interface. Ce paramètre peut prendre une influence notable pour des textiles géométriquement simples (en particulier disposition relative des directions principales chaîne et trame d'une nappe par rapport à l'autre). Ce point nous avait amené à envisager un espacement des nappes tissées dans le perméamètre.

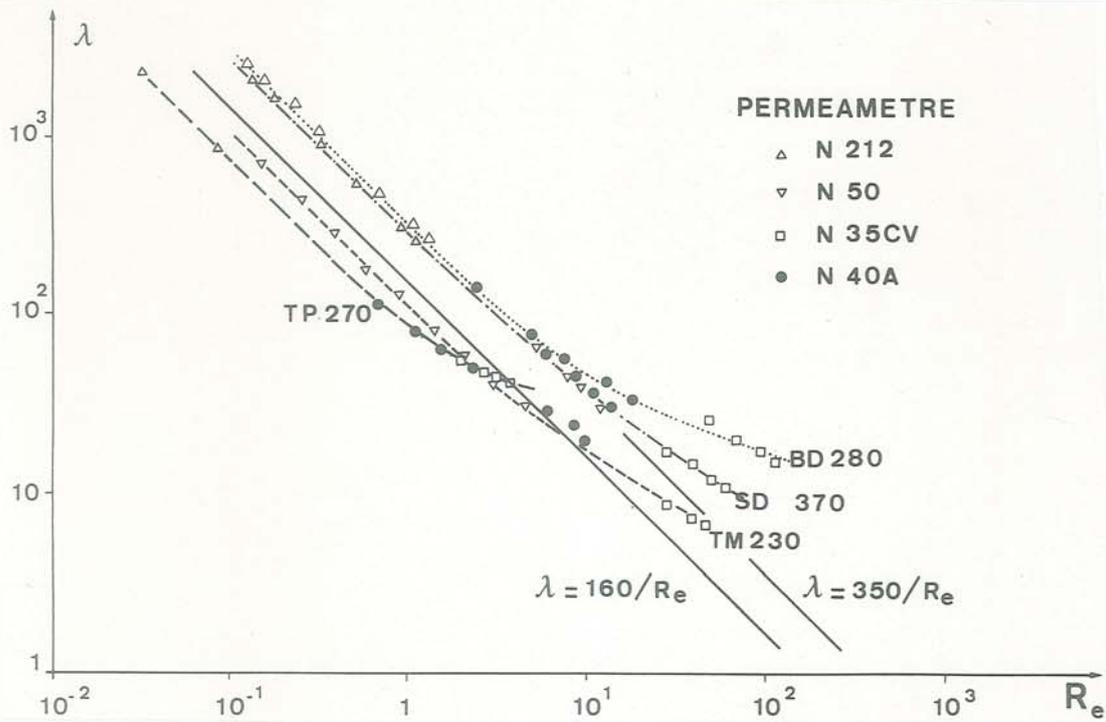


Fig. B22 : Diagramme de perte de charge pour géotextiles non-tissés sous compression nulle

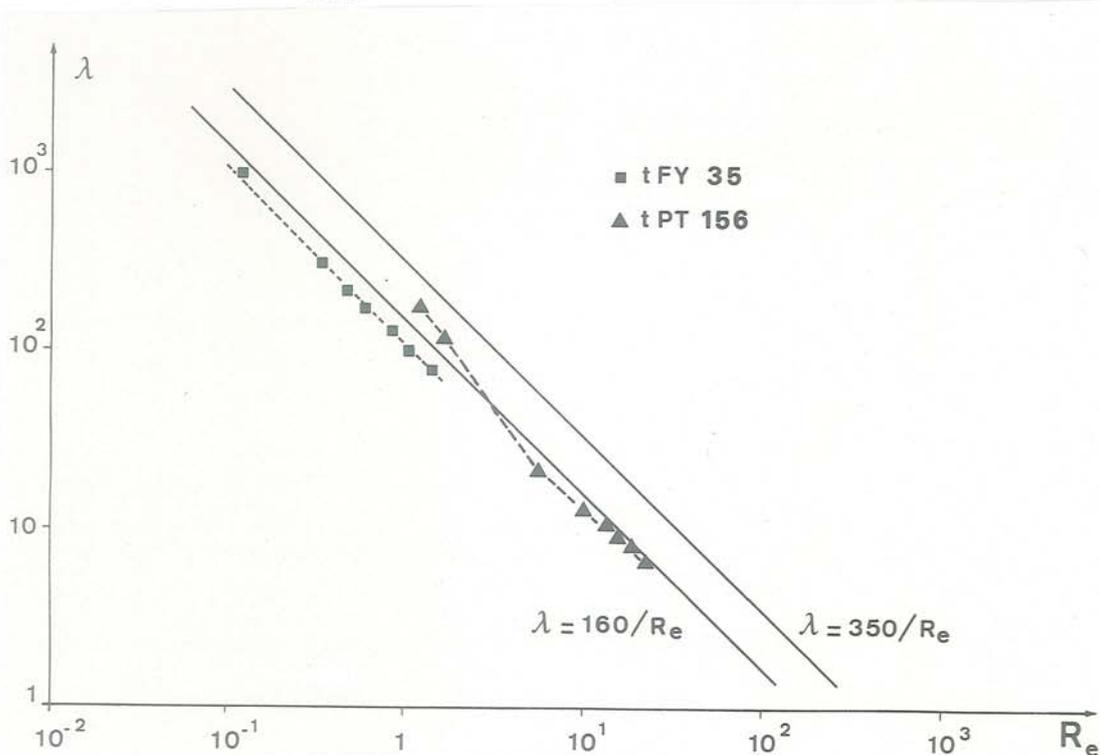


Fig. B22bis : Diagramme de perte de charge pour géotextiles tissés

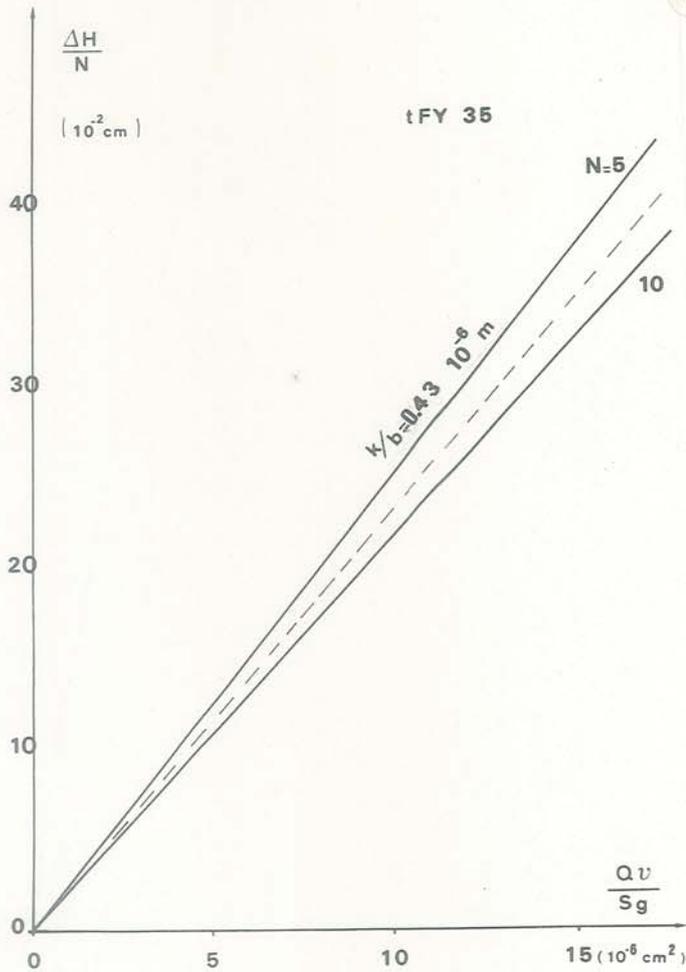


Fig. B24 : Influence de l'empilement sur la mesure de permittivité (Tissé)

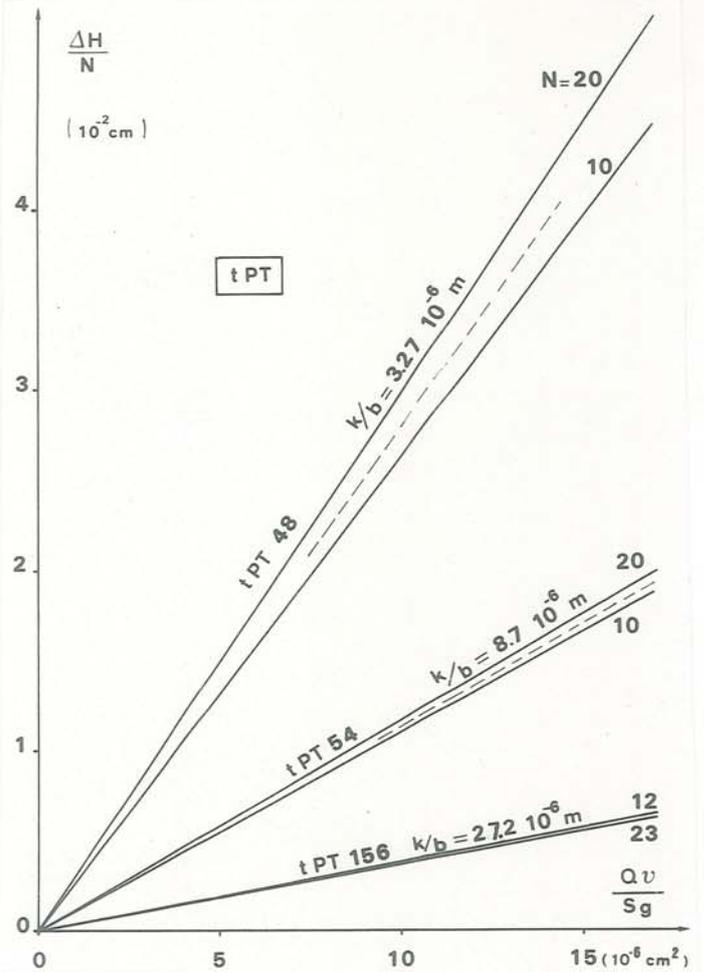


Fig. B25 : Influence de l'empilement sur la mesure de permittivité (Tissé)

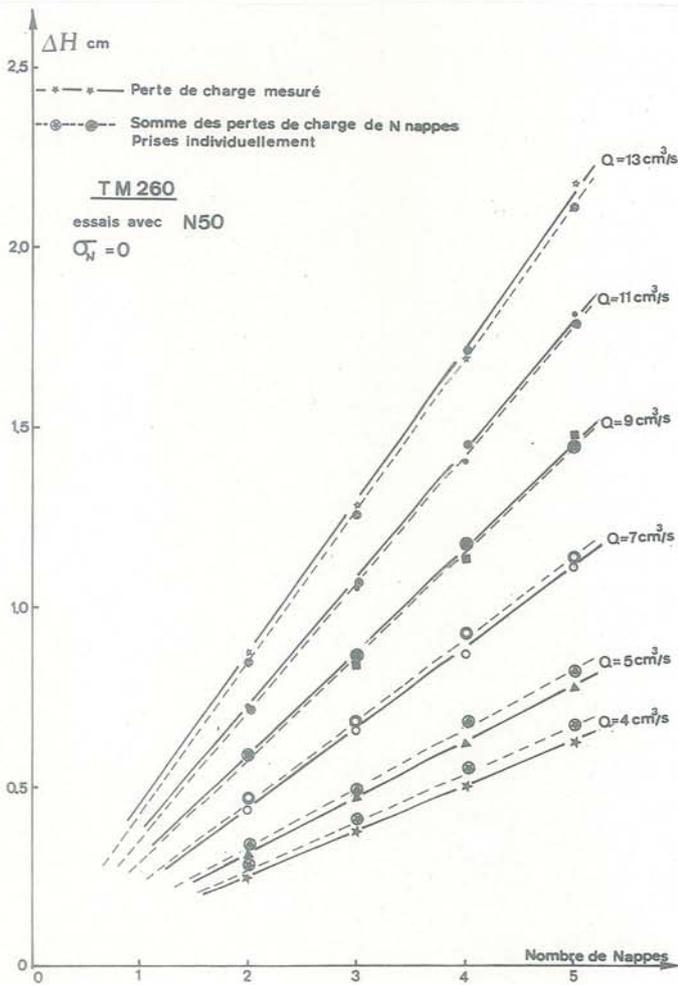


Fig. B23 : Influence de l'empilement sur la mesure de permittivité (Non-tissé thermolié)

B.V - LOI DE PERMEABILITE DES GEOTEXTILES SOUS COMPRESSION

Dans les applications de Génie Civil, les géotextiles, placés dans des ouvrages en terre, peuvent être soumis à des contraintes statiques importantes. Il est donc nécessaire de pouvoir estimer la variation de perméabilité avec σ_N , la compression. Le perméamètre N 212 permet une mesure de K_N , perméabilité normale au plan du textile, pour $0 \leq \sigma_N < 2000$ kPa (fig. B10 et B11). D'autre part les géotextiles peuvent être utilisés comme drains de consolidation (horizontaux, verticaux, ...) et il sera fondamental de pouvoir mesurer la transmissivité du géotextile : un perméamètre P 200 a été conçu à l'IRIGM pour mesurer la perméabilité K_p suivant le plan des nappes.

En s'appuyant sur les résultats obtenus sur les deux perméamètres N 212 et P 200, nous avons tenté d'obtenir la loi d'écoulement la plus générale pour les géotextiles sous compression.

Le perméamètre dans le plan P 200 : Les premiers perméamètres permettant une mesure de la transmissivité étaient "radiaux" (Bourdillon -(5)-), ils ne permettaient qu'une mesure moyenne pour toutes les directions du plan, mais présentaient une grande simplicité technique.

Le perméamètre P 200 permet une mesure directionnelle de K_p : les échantillons sont rectangulaires (largeur $L_2 = 200$ mm, longueur L_1 variable). En choisissant des échantillons de longueur L_1 supérieure à 200 mm, on peut, dans un second temps mesurer la perméabilité dans la direction à $\pi/2$ par pivotement de l'échantillon et arasement des bords (fig. B26) :

$$\frac{Q}{S_p} = K_p \cdot \frac{\Delta H}{L_1} \quad \text{avec} \quad S_p = N_b \cdot L_2$$

$$\{23\} \quad \text{soit} \quad K_p \cdot b = \frac{Q}{\Delta H} \cdot \frac{L_1}{N_b \cdot L_2} \quad \text{transmissivité}$$

Durst et al -(12)- met actuellement au point un perméamètre permettant à la fois la mesure de K_p et K_N . Ionescu et al -(25)-, Raumann -(33)- et Koerner -(26)- ont présenté des résultats de mesure de K_p .

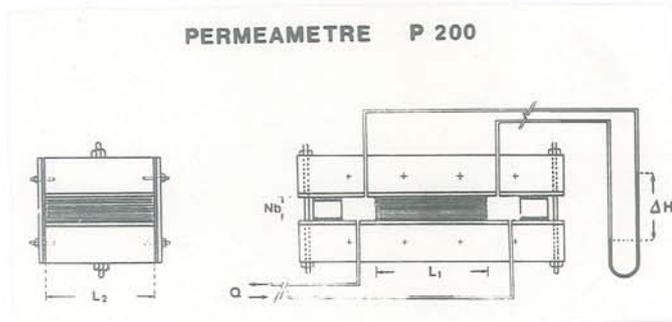


Fig. B26 : Perméamètre dans le plan (P.200)

* D'après Kozeny-Carman, pour un milieu granulaire -(7, 8, 9)- $A/rt = 160$ soit :

$$\{25\} \quad K = \frac{g}{v} \cdot \frac{1}{80} \cdot \frac{n^3}{(1-n)^2} \cdot D_e^2 \quad \text{"loi de Kozeny"}$$

* Pour un ensemble de cylindres parallèles, nous avons obtenu, à partir des résultats expérimentaux de Bergelin, -(2)-, $A/rt = 350$ soit :

$$\{26\} \quad K = \frac{g}{v} \cdot \frac{1}{175} \cdot \frac{n^3}{(1-n)^2} \cdot D_e^2 \quad \text{"cylindres parallèles"}$$

Rollin a exploité différemment ces résultats -(35)-.

Notons cependant que Bergelin n'a considéré que des structures de porosité $n < 65\%$. La formule {26} est une extrapolation de ces résultats, au domaine des plus fortes porosités.

En effet une des particularités des géotextiles est d'être très poreux : la formule de Kozeny a été essentiellement appliquée aux milieux granulaires uniformes ($n \approx 30\%$) et les expériences de Bergelin sur cylindres correspondent à ($42\% < n < 65\%$). Or les géotextiles dépassent $n = 90\%$.

* Lord -(30)- ainsi qu'un certains nombres de chercheurs du domaine textile -(6)- présentent des résultats de perméabilité sur des tampons de fibres. Le fluide est généralement de l'air et le but est une mesure de la surface spécifique A_S . Les porosités dépassent 90%.

Lord utilise encore la formule générale {25} mais en considérant le coefficient (A/rt) variable avec n :

$$\{27\} \quad \frac{A}{rt} = \frac{35,44}{n^2 \cdot (1-n)^{0,68}}$$

Guichard -(22)- propose pour les filtres à gaz très poreux (à condition que $n < 98\%$) :

$$\{28\} \quad K = \frac{g}{v} \cdot \frac{1}{70} \cdot \frac{1}{(1-n)^{3/2} \cdot \{1 + 52(1-n)^{3/2}\}} \cdot D^2$$

* Enfin nous prendrons pour ultime référence, la loi d'écoulement autour d'un cylindre isolé :

Nous supposons que, le milieu fibreux étant très poreux, l'écoulement autour d'un élément de fibre n'est pas perturbé par les éléments de fibre adjacents.

Considérons l'écoulement normal au plan de la nappe et la fibre continuellement perpendiculaire à l'écoulement (fibre à plat), ce qui revient à négliger l'influence des ondulations de la fibre dans la direction de l'écoulement.

Pour une nappe de masse surfacique μ , la longueur totale de fibre correspondant à une surface S_N est égale à :

$$L = \frac{\mu \cdot S_N}{\rho \cdot \pi D^2 / 4}$$

B.V.1 - LOIS DE PERMEABILITE PROPOSEES :

Dans le sous-chapitre (B.II.2.2) nous avons mis en évidence une relation issue des écoulements en capillaires : $\lambda \approx \frac{A}{rt} \cdot \frac{1}{R_e}$ {9} valable dans le domaine

d'application de la formule de Darcy ($R_e < R_e^C$). Cette relation est équivalente à :

$$K = \frac{g}{v} \cdot \frac{nrt}{A} \cdot 2(\bar{d}_p)^2 \quad \text{avec} \quad \bar{d}_p = d_H$$

Pour un milieu fibreux (porosité n , diamètre équivalent de fibre : D_e) :

$$\{24\} \quad K = \frac{g}{v} \cdot \frac{rt}{A} \cdot \frac{2n^3}{(1-n)^2} \cdot D_e^2$$

Les fibres étant à plat, le maître-couple correspondant est égal à $M = L.D.$

Les fibres étant supposées isolées, la vitesse du fluide est considérée comme non perturbée par les autres obstacles à l'écoulement :

$$V_{\infty} = V = Q/S_N$$

La résistance à l'écoulement d'un obstacle de maître-couple M se met sous la forme :

$$F_D = C_D \cdot 1/2 \cdot \rho_f \cdot V_{\infty}^2 \cdot M$$

C_D coefficient de traînée varie avec le nombre de Reynolds $R_{eg} = V_{\infty} \cdot D/\nu$. Pour un cylindre de révolution, d'après Prandtl :

R_{eg}	0,1	1	10	100	1 000	10 000
C_D	58	10	2,6	1,45	0,98	1,12

La force de résistance à l'écoulement sera égale à la différence des forces de pression entre les 2 faces de la nappe disposée verticalement :

$$F_D = (u_{amont} - u_{aval}) \cdot S_N = \gamma_f \cdot \Delta H \cdot S_N$$

$$\{29\} \text{ et on obtient : } K_N = \frac{g}{\nu} \cdot \frac{\pi}{2} \cdot \frac{1}{C_D \cdot R_{eg}} \cdot \frac{D^2}{1-n}$$

$$\text{avec } R_{eg} < 1 \quad C_D = 10/R_{eg} \text{ (écoulement "rampant")}$$

$$R_{eg} = 10 \quad C_D = 26/R_{eg}$$

Sur la figure B27 nous avons reporté les lois de perméabilité proposées, {25}, {26}, {27}, et {29} pour $R_{eg} < 1$.

B.V.2 - RESULTATS EXPERIMENTAUX :

L'étude a porté sur l'ensemble des géotextiles du tableau B1, c'est-à-dire à la fois de non-tissés aiguilletés fibres courtes et filaments continus, des non-tissés thermoliés et des tissés monofilaments.

Les lois de Kozeny {25} et de cylindres parallèles {26} ont été prises comme références.

Rappelons qu'au chapitre (B.IV) nous avons constaté que les non-tissés aiguilletés filaments continus, non comprimés, vérifiaient la relation {26}. Il reste à vérifier que ceci est encore vrai lorsque la porosité n varie, et à définir la loi de perméabilité la plus acceptable pour d'autres structures fibreuses.

V.2.1 : Influence de la structure fibreuse :

Pour les non-tissés aiguilletés filaments continus aussi bien que fibres courtes (fig. B28), l'accord est très bon avec la loi des "cylindres parallèles". Pour les non-tissés thermoliés, la perméabilité est systématiquement supérieure à la perméabilité de Kozeny, et on invoquera comme en (B.IV.2.1) la sous-estimation de la surface spécifique.

Pour les tissés monofilaments, pratiquement incompressibles, la mesure a été effectuée au perméamètre N 50 ($\sigma_N = 0$) (fig. B29): on notera que les valeurs de perméabilité se rapprochent de celles obtenues théoriquement pour un cylindre isolé, et logiquement d'autant plus que la porosité (donc la distance d_t entre cylindres parallèles) augmente.

La sensibilité de la valeur de perméabilité aux variations de structure donne à ce type de mesure un grand intérêt en tant qu'essai de contrôle ou d'identification : Les non-tissés, de par leur procédé de fabrication industrielle, présentent une certaine hétérogénéité que le paramètre K mettra en valeur. Nous donnons à titre d'exemple (fig. B30) l'histogramme des masses surfaciques μ pour 100 échantillons de 100 cm^2 d'un aiguilleté fibres courtes PR 395 -(20)-.

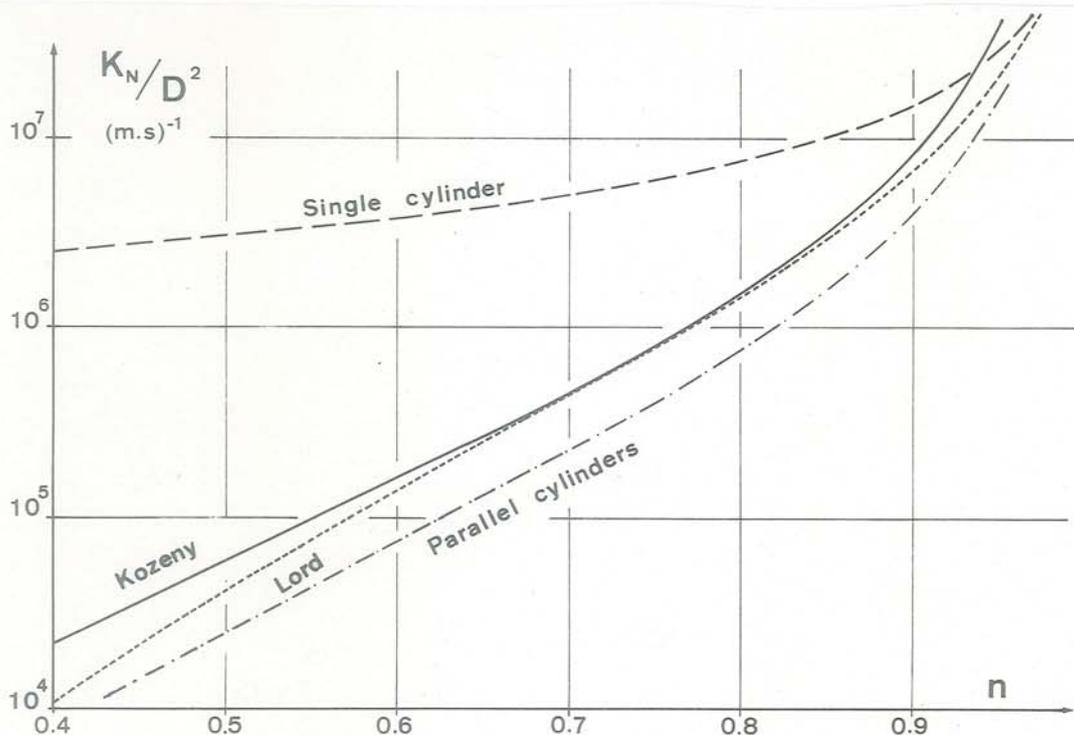


Fig. B27 : Lois de perméabilité proposées pour les géotextiles

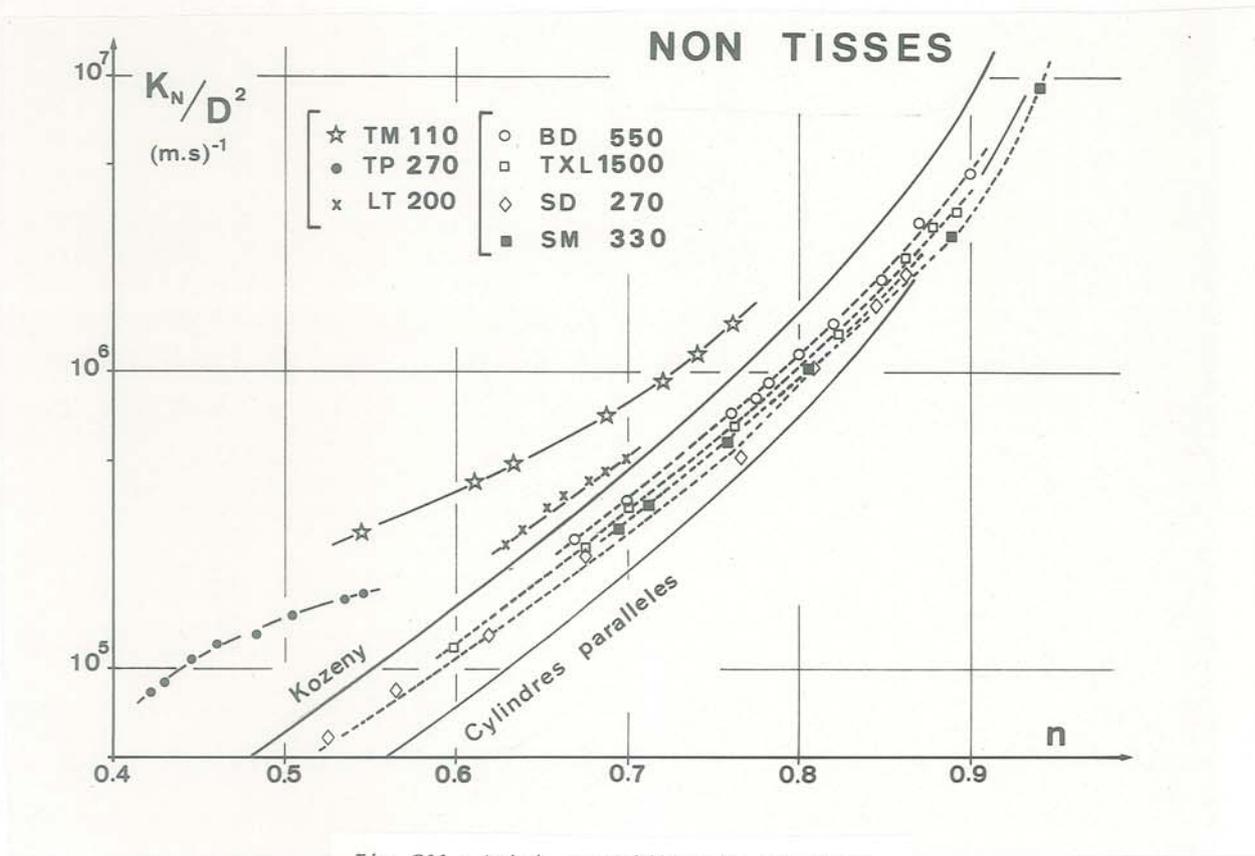


Fig. B28 : Loi de perméabilité des non-tissés

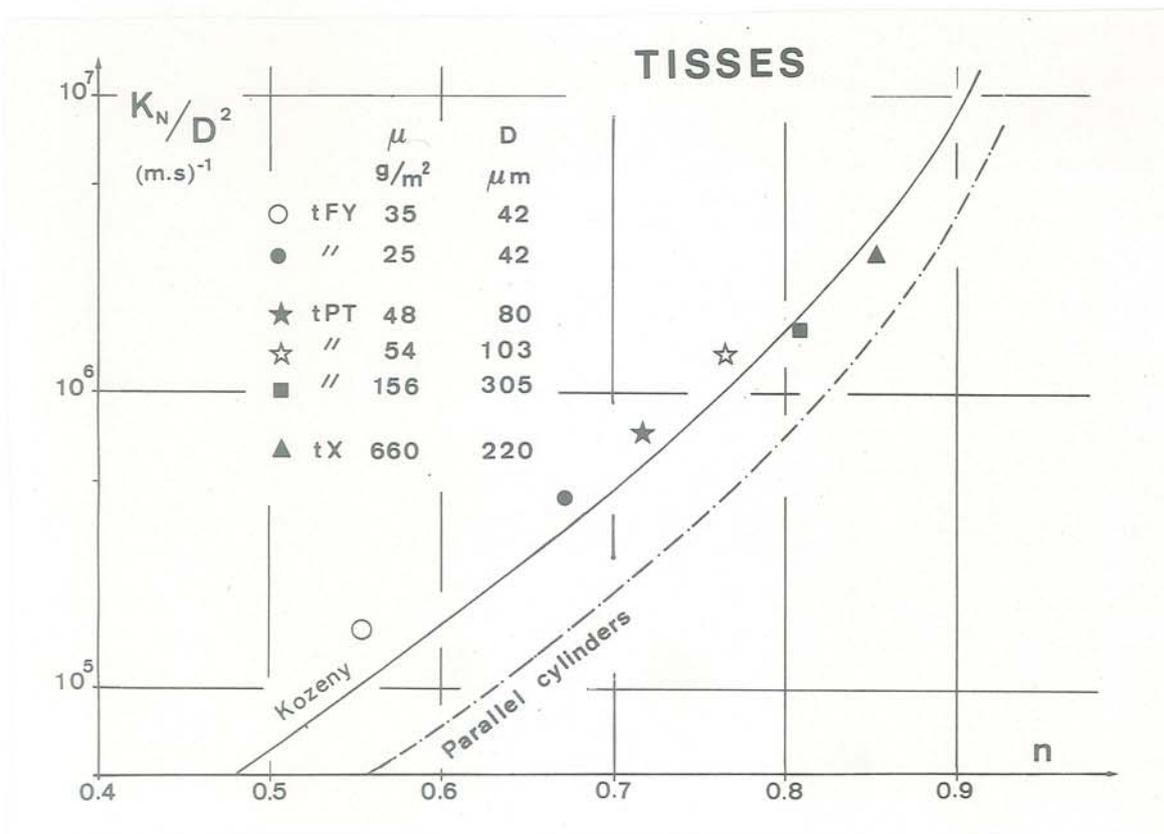


Fig. B29 : Loi de perméabilité des tissus

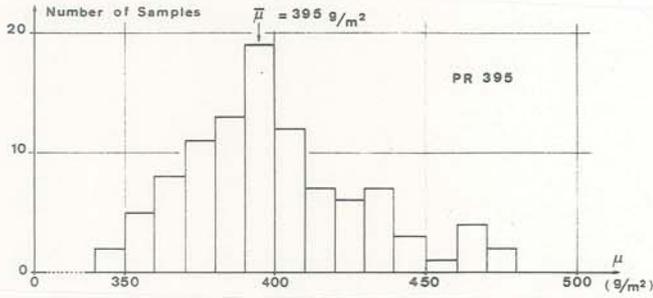
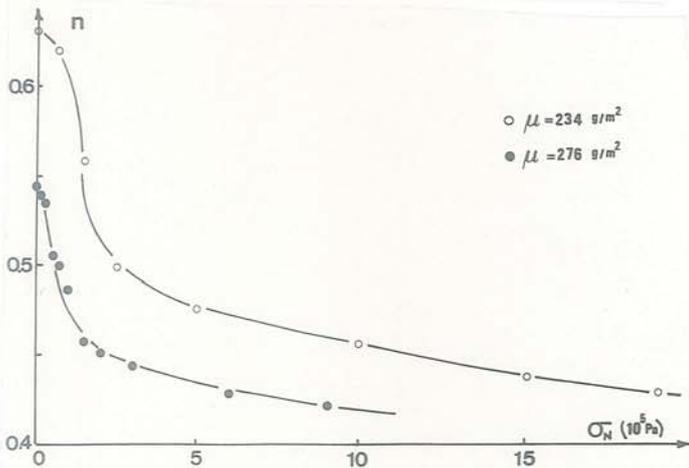


Fig. B30 : Hétérogénéité constatée sur un non-tissé

Sur deux échantillons de TP 270 présentant un écart de masse surfacique ($\mu = 234 \text{ g/m}^2$ et 276 g/m^2), donc d'épaisseur b et de porosité n (fig. B31), la mesure de perméabilité a donné un net écart sur K_N , à même σ_N .

Par contre, il est intéressant de constater que les deux nappes de géotextile suivent la même loi de perméabilité ($K/D^2 = f(n)$).



V.2.2. : Influence du diamètre D des fibres :

En V.2.1, le diamètre D des textiles pris en compte variait peu. Les résultats présentés (fig. B32) correspondent à des non-tissés fibres courtes (tableau B1) SMI monotitre ou bititre, de fabrication similaire.

- SM 500 - 28b : 50% PS D = 25μ
 50% PP D = 31μ
- SM 500 - 40 : 100% PS D = 40μ
- SM 480 - 57b : 60% PS D = 40μ
 40% PP D = 100μ
- SM 520 - 100 : 100% PP D = 100μ

On détermine le diamètre équivalent D_e à partir de $\{3\}$. La perméabilité (fig. B32) apparaît bien comme fonction de $(D_e)^2$, quel que soit le diamètre des fibres.

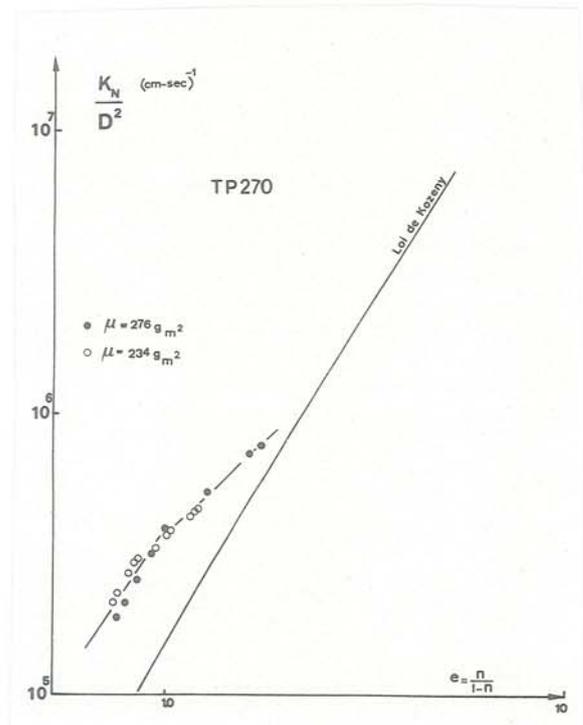
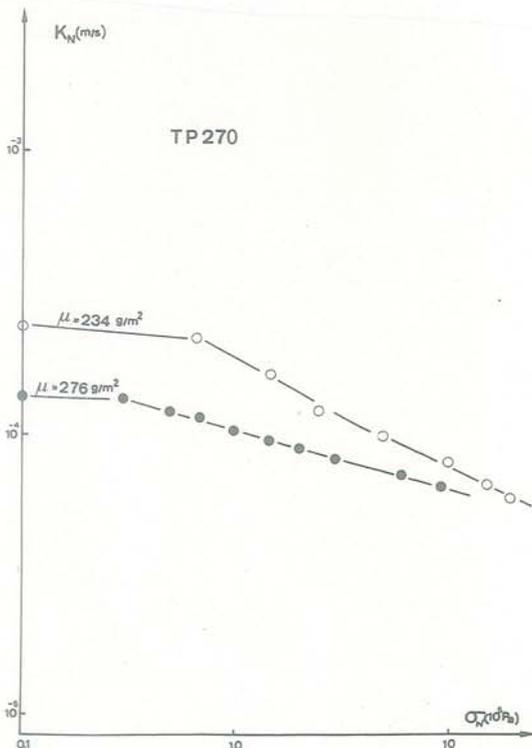
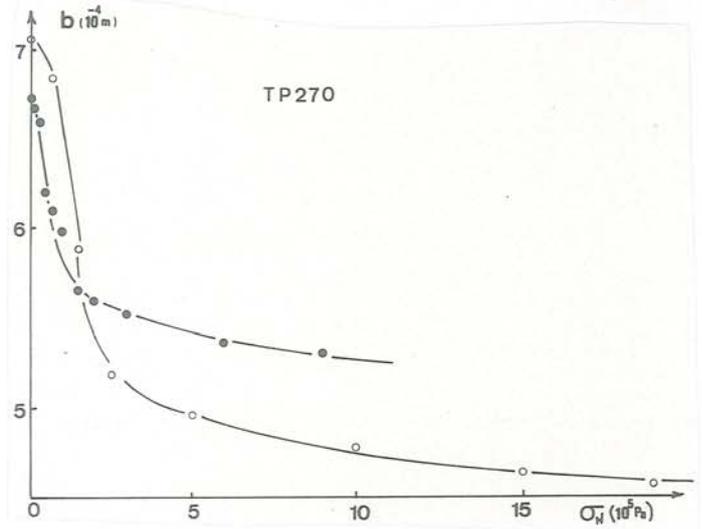


Fig. B31 : Variation de perméabilité due à une hétérogénéité du géotextile

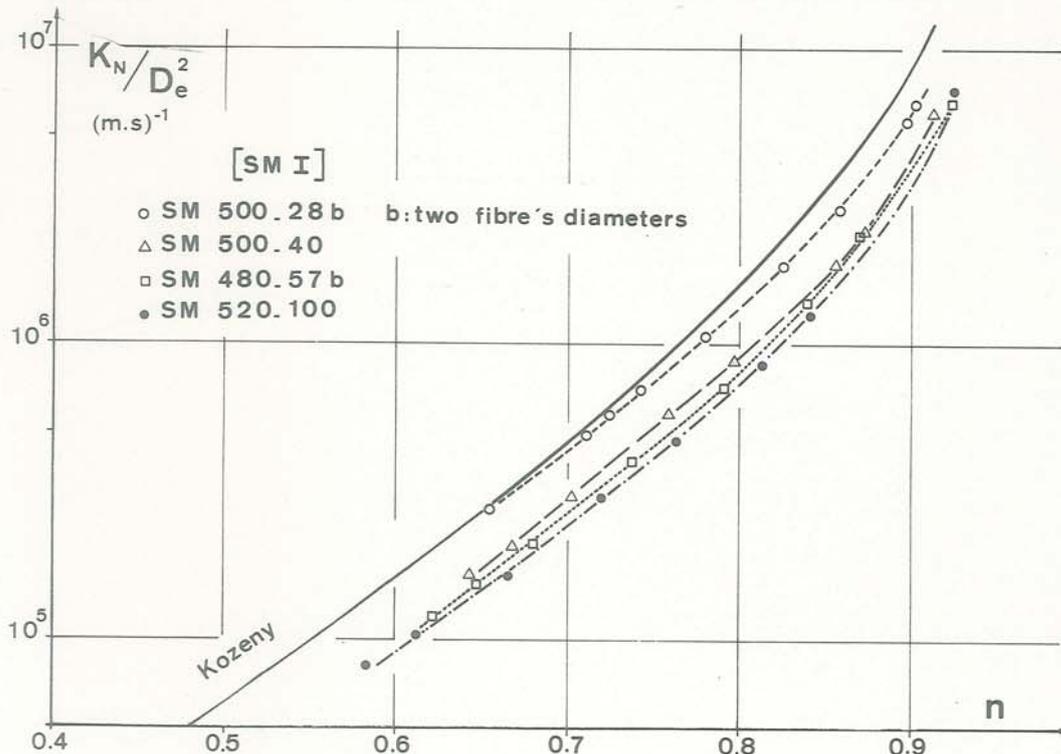


Fig. B32 : Influence du diamètre des fibres sur la perméabilité

V.2.3 : Influence de l'anisotropie du géotextile :

Une anisotropie de structure (les fibres ont une orientation préférentielle suivant le plan de la nappe) se traduit par une anisotropie de perméabilité. Wark -(41)-, Bourdillon -(5)-, Ionescu -(25)- ont trouvé une perméabilité radiale systématiquement supérieure à la perméabilité K_N pour des non-tissés.

Pour tous les géotextiles testés à l'IRIGM, nous avons de même trouvé $K_p > K_N$ mais K_p décroissant plus vite que K_N lorsque σ_N augmente (fig. B33).

La mise en évidence de l'anisotropie de perméabilité pose le problème de la validité d'une loi expérimentale telle que celles proposées (Kozeny ou autres) qui ne dépendent que d'une caractéristique volumique de la structure du géotextile, sa porosité n .

Par contre la loi {24}

$$K = \frac{g}{v} \cdot \frac{rt}{A} \cdot \frac{2n^3}{(1-n)^2} \cdot D_e^2$$

fait intervenir les paramètres r et t variables avec la direction moyenne de l'écoulement considéré. Trop peu de résultats expérimentaux (fig. B34) ne nous ont pas permis de prendre en compte un coefficient d'anisotropie.

* Nous avons tenté de modifier l'anisotropie d'une nappe aiguilletée fibres courtes, en modulant son mode de fabrication (fig. B35) : il s'agit de (SM II) monotitre ($D = 25\mu$) ou bititre ($D = 25\mu$ et $D = 40\mu$ en pourcentage massique égal : $D_e = 31\mu$) :

Modification de la densité d'aiguilletage : faible (f), moyenne (M) ou forte (F).

Modification de la profondeur d'aiguilletage : faible (f) ou forte (F).

La dénomination SM 530 - 25 MF signifie : $\mu = 530 \text{ g/m}^2$, $D = 25\mu$, densité d'aiguilletage moyenne (M) et profondeur d'aiguilletage forte (F).

On constate que, sous compression nulle, les géotextiles les plus poreux sont ceux obtenus pour une profondeur d'aiguilletage faible, quelle que soit la densité d'aiguilletage, et pour une même profondeur d'aiguilletage, les plus poreux sont ceux soumis à une densité d'aiguilletage faible (fig. B35).

D'un point de vue comportement hydraulique, on constate qu'il y a indépendance de la loi de perméabilité vis-à-vis des modifications de fabrication, celles-ci n'intervenant que par une variation de n (fig. B36).

Remarquons par ailleurs que pour tous les géotextiles qui ne seraient pas approximativement orthotropes de révolution par rapport à un axe N normal au plan de la nappe, la mesure d'écoulement suivant les deux directions "machine" (x_1) et "travers" (x_2) s'imposera, et un perméamètre "radial" ne donnera qu'un résultat sans intérêt.

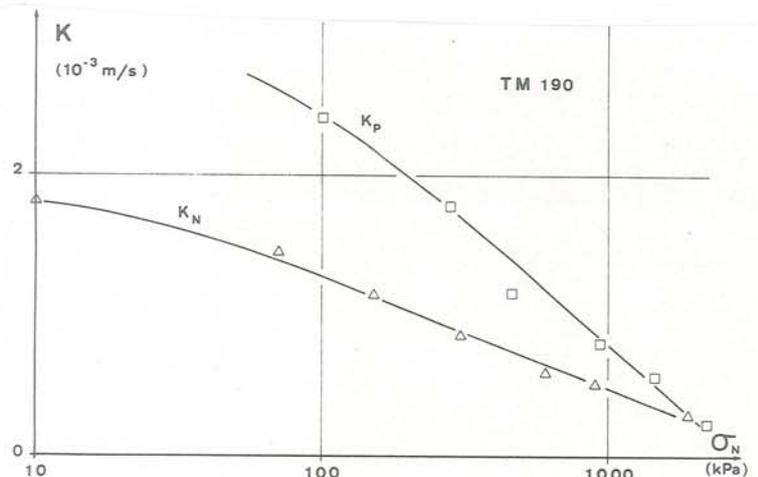


Fig. B33 : Anisotropie de perméabilité

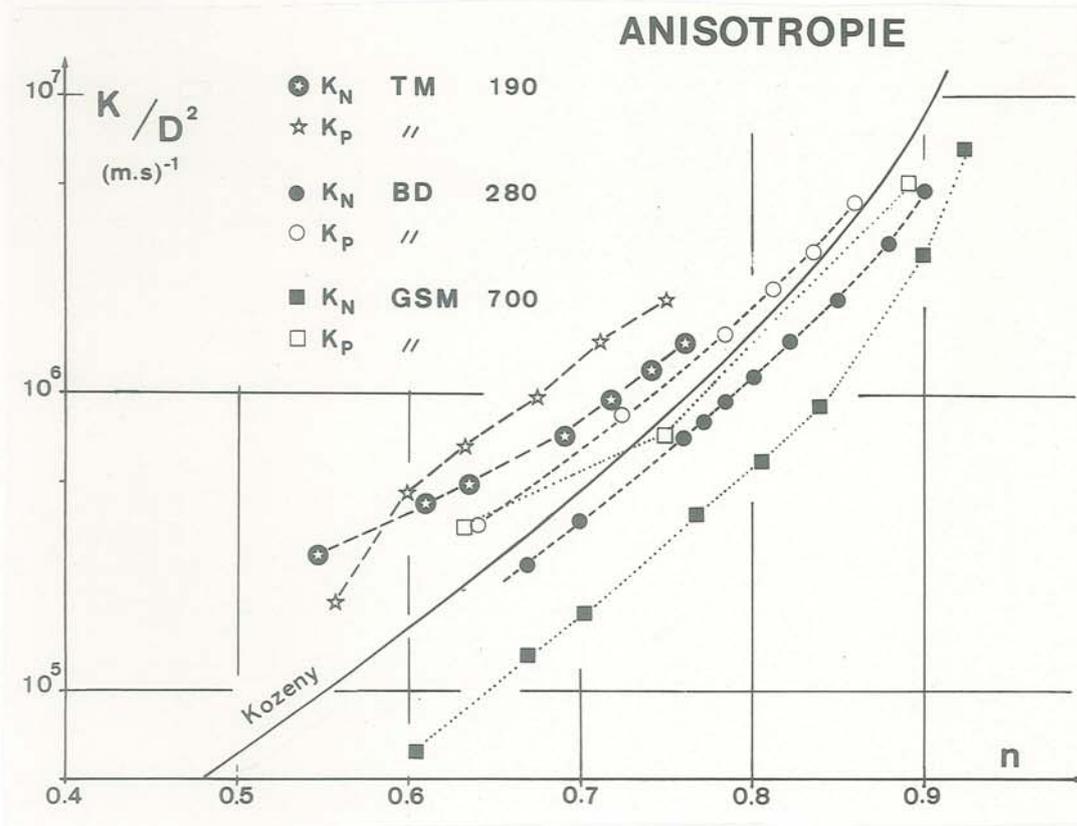


Fig. B34 : Loi de perméabilité des non-tissés anisotropes

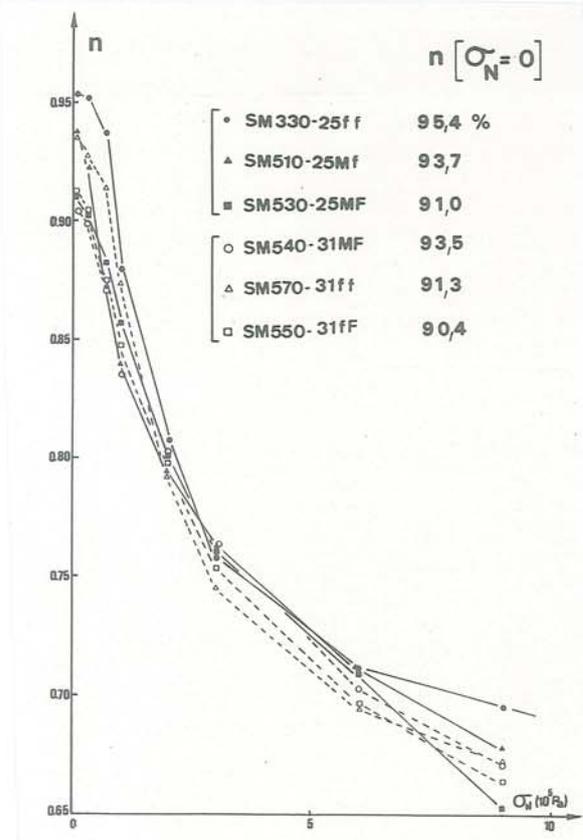
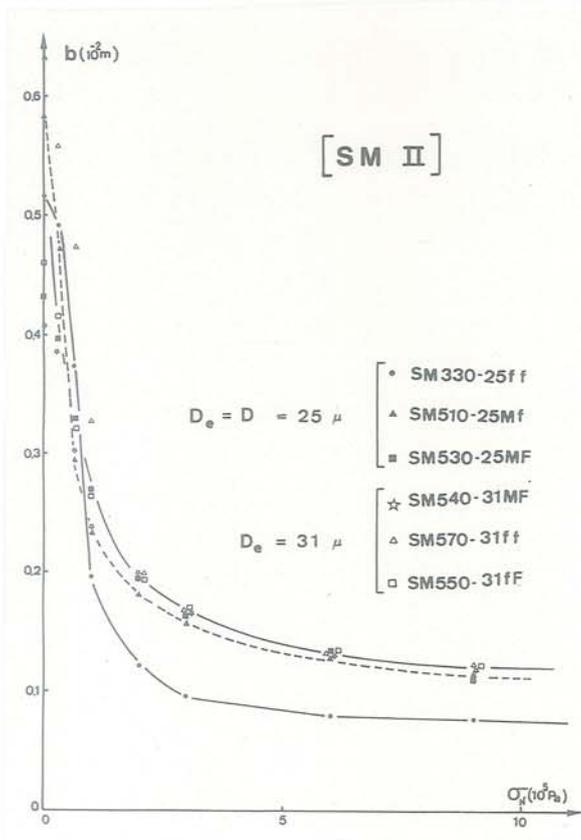


Fig. B35 : Variations de structure obtenues par modification de la fabrication

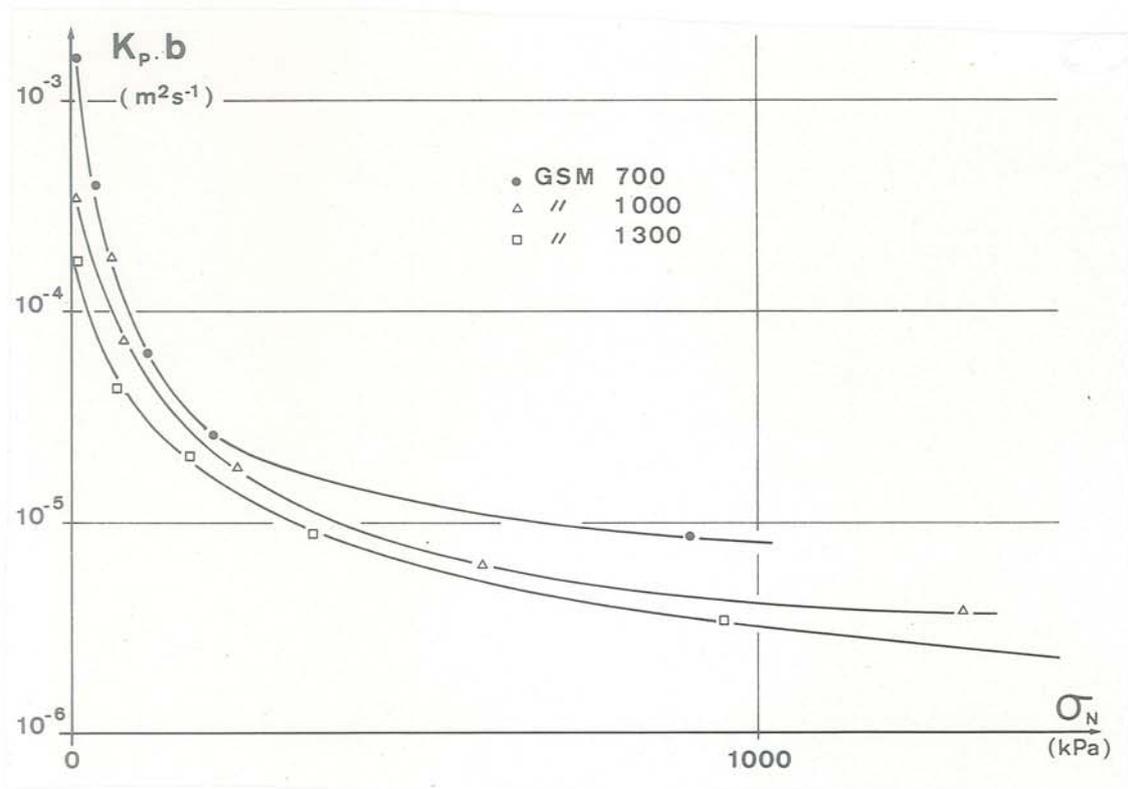
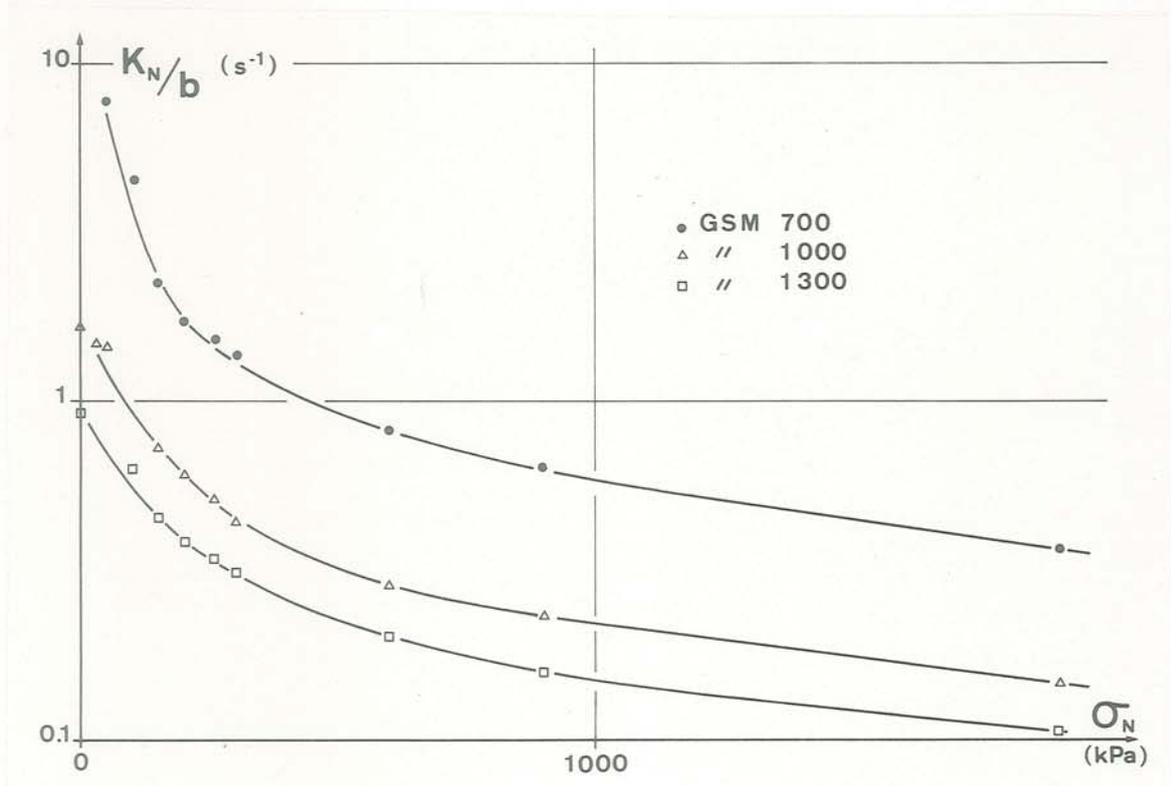


Fig. B37 : Permittivité et transmissivité d'un multicouche

En supposant que les directions (x_1) et (x_2) sont principales (symétrie par rapport à ces axes) :

$$\vec{i} (i_1, i_2) = - \text{grad} H \left(- \frac{\partial H}{\partial x_1}, - \frac{\partial H}{\partial x_2} \right)$$

$$\vec{V} (V_1, V_2)$$

$$\begin{pmatrix} V_1 \\ V_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} K_{11} & 0 \\ 0 & K_{22} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} i_1 \\ i_2 \end{pmatrix}$$

La perméabilité suivant (x'_1, x'_2) faisant un angle θ avec (x_1, x_2) est égale à :

$$K'_{11} = \frac{K_{11} + K_{22}}{2} + \frac{K_{11} - K_{22}}{2} \cos 2\theta$$

$$K'_{22} = \frac{K_{11} + K_{22}}{2} - \frac{K_{11} - K_{22}}{2} \cos 2\theta$$

$$K'_{12} = - \frac{K_{11} - K_{22}}{2} \sin 2\theta$$

$$\text{d'où} \begin{pmatrix} V'_1 \\ V'_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} K'_{11} & K'_{12} \\ K'_{12} & K'_{22} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} i'_1 \\ i'_2 \end{pmatrix}$$

V.2.4 : Géotextile multicouches :

L'avenir verra sans doute se multiplier les géotextiles composites. Dans le cas d'un drainage par géotextile, la meilleure technique consiste à utiliser une couche très poreuse protégée par deux couches fibreuses moins ouvertes faisant office de filtre. Nous considérons ici le cas du GSM 1300 (fig. A9) constitué d'une couche drainante en aiguilleté fibres courtes très poreuse (GSM 700 : $n = 95\%$ pour $\sigma_N = 0$), dont nous avons mesuré la perméabilité isolément, sur laquelle on vient successivement aiguilleter une couche filtrante à porométrie plus étroite (+ GSM 300 \rightarrow GSM 1000), puis une seconde (+ GSM 300 \rightarrow GSM 1300) sur l'autre face du drain. Les couches filtrantes sont aussi des aiguilletés fibres courtes.

Les résultats expérimentaux (fig. B37) sur multicouches sont comparés à ceux obtenus par superposition : -(23)-

$$\text{transmissivité} : K_p \cdot \left(\sum_{i=1}^3 b_i \right) = K_p \cdot b = \sum_{i=1}^3 (K_p^i \cdot b_i)$$

$$\text{permittivité} : \frac{\sum_{i=1}^3 b_i}{K_N} = \frac{\sum_{i=1}^3 b_i}{K_N^i}$$

En écoulement normal au plan de la nappe, le résultat obtenu par superposition n'est au maximum que de 15% inférieur au résultat expérimental sur tricouche tandis que pour l'écoulement suivant le plan de la nappe, le résultat est totalement erroné : sur la fig. B37 la nappe GSM 700 a une transmissivité supérieure à celle du bicouche et du tricouche :

En fait l'aiguilletage entre les couches a amené un resserrement de la structure. Or la permittivité dépend essentiellement des couches les moins permittives (couches filtrantes, peu modifiées par le réaiguilletage) tandis que la transmissivité dépend des couches les plus transmissives (couche drainante, initialement très poreuse et resserrée par réaiguilletage).

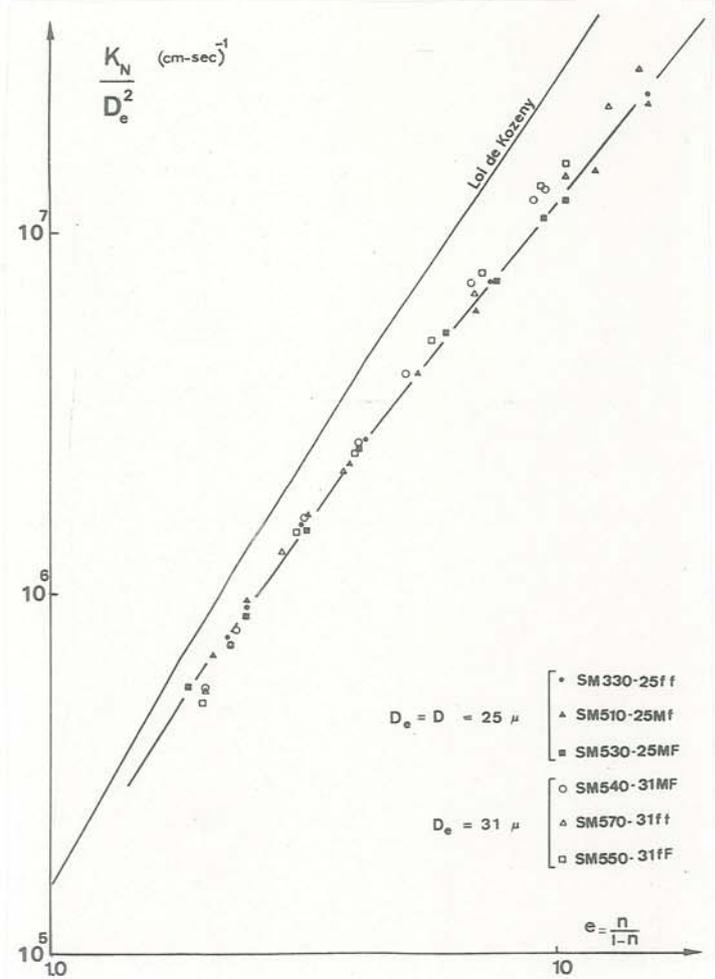


Fig. B36 : Variations de perméabilité et modifications de la fabrication

CONCLUSION

Cette étude sur la perméabilité des géotextiles a permis d'aborder deux problèmes différents :

En première partie, nous avons, à partir des résultats généraux de l'hydraulique des milieux poreux, fixé les conditions d'application de la formule de Darcy pour les géotextiles. Ces conditions sont souvent malaisées à respecter, car il s'agit de produits très permittifs, donc à faible perte de charge globale. Nous avons ainsi défini un nombre de Reynolds critique ($Re_c < 5$) garantissant une précision de 50% sur la mesure.

En seconde partie, nous avons tenté d'établir une loi de perméabilité permettant une prévision de la perméabilité d'un géotextile à partir d'une simple mesure de μ et b . Il apparaît effectivement possible de définir une telle loi, mais à condition de distinguer les géotextiles en fonction de leur structure : non-tissés aiguilletés et tissés correspondraient à deux relations différentes. Le cas des non-tissés thermoliés est particulier dans la mesure où la perméabilité dépendra du collage entre fibres. Il resterait à préciser l'influence de l'anisotropie de structure.

C - PARAMETRES DE FILTRATION D'UN GEOTEXTILE

C.I.	: NOTION DE FILTRE	
	C.I.1.	: CRITÈRES DE FILTRE GRANULAIRE..... 37
	C.I.2.	: SPÉCIFICITÉ DU FILTRE TEXTILE..... 38
C.II.	: DISTRIBUTION DES PORES D'UN GEOTEXTILE	
	C.II.1.	: DISTRIBUTION DES PORES D'UN NON-TISSÉ D'APRÈS L'ANALYSE MORPHOMÉTRIQUE..... 40
	C.II.2.	: MESURE DES PORES À L'ANALYSEUR D'IMAGES..... 42
	C.II.3.	: POROMÉTRIE ET SUCCION..... 46
C.III.	: DETERMINATION D'UN PARAMETRE CARACTERISTIQUE DU COMPORTEMENT FILTRANT	
	C.III.1.	: PARAMÈTRE ISSU D'UNE MESURE DE PERMÉABILITÉ..... 47
	C.III.2.	: PARAMÈTRE OBTENU À PARTIR D'UN RÉSEAU FIBREUX..... 47
C.IV.	: DETERMINATION DE L'OUVERTURE PAR TAMISAGE	
	C.IV.1.	: CONDITIONS GÉNÉRALES D'ESSAI..... 49
	C.IV.2.	: MODES OPÉRATOIRES DIFFÉRENTS..... 50
	C.IV.3.	: CHOIX D'UN MODE OPÉRATOIRE..... 52
C.V.	: RELATION THEORIQUE ENTRE POROMETRIE ET TAMISAGE	
	C.V.1.	: NOTION DE PROBABILITÉ DE PASSAGE..... 54
	C.V.2.	: APPLICATION AU CAS D'UN NON-TISSÉ AIGUILLETÉ..... 56

C - PARAMETRES DE FILTRATION D'UN GEOTEXTILE

L'une des propriétés essentielles des géotextiles est de pouvoir jouer le rôle de filtre pour des milieux granulaires. Pour remplir ce rôle, la nappe textile doit satisfaire deux critères, un critère "rétention des particules" (le filtre doit bloquer l'entraînement des grains du sol amont dû aux forces d'écoulement ou autres sollicitations) et un critère "perméabilité" (le filtre ne doit pas occasionner de surpressions interstitielles importantes).

La filtration est un phénomène très complexe difficile à appréhender théoriquement et les règles utilisées pour les filtres granulaires sont essentiellement expérimentales. Ces règles ne seront pas directement utilisables pour les géotextiles car les paramètres de structure ne seront plus les mêmes. En effet :

* La *distribution des pores* d'un géotextile est fondamentalement différente de celle d'un filtre granulaire : les grains sont remplacés par des fibres, donc la forme des pores est différente ; la porosité d'un textile est généralement beaucoup plus forte que celle d'un sol et donc les pores seront aussi beaucoup plus gros.

* L'*épaisseur du filtre géotextile* est beaucoup plus faible que celle des filtres granulaires.

Ce domaine de recherche est donc très vaste. Nos études ont porté sur 2 points : le choix de paramètres de filtration significatifs (c'est la Partie C où la notion d'"ouverture" d'un géotextile est étudiée théoriquement à partir de l'analyse porométrique du matériau fibreux) et l'évolution du comportement filtrant en fonction des conditions de filtration (c'est la Partie D où nous proposons un premier bilan de l'étude expérimentale entreprise à l'IRIGM).

C.I - NOTION DE FILTRE

Il règne actuellement une grande confusion en ce qui concerne les recommandations à suivre lorsqu'un géotextile est utilisé en filtration. La perplexité des géotechniciens tient d'abord au fait que l'on ne peut pas transposer directement les critères de filtre granulaire.

Pour les filtres granulaires, on impose une courbe granulométrique au filtre, ce qui induit en fait une courbe porométrique, en supposant un arrangement moyen des particules. Pour les filtres textiles, l'arrangement des fibres n'est pratiquement pas conditionné par leur diamètre. Il faut donc trouver des moyens spécifiques d'évaluation de leur porométrie, ce qui permettra ensuite de transposer les critères de filtre granulaire.

L'épaisseur du filtre n'intervient pas dans les critères de filtre granulaire car elle est surdimensionnée. Ce ne sera plus le cas pour les filtres textiles.

C.I.1 - CRITERES DE FILTRE GRANULAIRE :

I.1.1 : Paramètres granulométriques d'un sol :

Un sol est caractérisé par sa *courbe granulométrique*. Soit D^x l'ouverture de la maille du tamis laissant passer $x\%$ de sol en masse. $D^{0.5}$ représentera le diamètre moyen des grosses particules et D^{15} celui des particules fines.

L'uniformité d'un sol est caractérisée par $U = D^{60}/D^{10}$.

La courbe granulométrique peut être schématisée analytiquement en échelle semi-logarithmique, pour un sol à granulométrie continue, soit par une sigmoïde (Rollin et al : (34)-) :

$$z = 1 - e^{-\frac{D^z}{y}^\alpha}$$

Un sol comportant de gros éléments aura une valeur élevée de y , et un sol à granulométrie étalée une valeur petite de α , soit par une droite (Schober -(43)-, Giroud -(16)-), ce qui amène à négliger les grains de dimensions extrêmes :

$$U = \frac{D^{60}}{D^{10}} = \frac{D^{50}}{D^{0.5}} = \sqrt{\frac{D^{100}}{D^{0.5}}}$$

$$\{1\} \quad \frac{D^{z2}}{D^{z1}} = U \frac{(z2-z1)}{50}$$

$D^{0.5}$ et D^{100} sont les intersections de la droite granulométrique avec $z = 0$ et $z = 100$.

La *distribution des pores* d'un sol dépendra de la granulométrie et de la compacité (caractérisée par sa porosité n) du sol.

Dans les parties (C) et (D) du mémoire relatives à la filtration, la section d'un pore sera caractérisée par le "diamètre de pore" d et non plus d_p comme en partie B sur la perméabilité.

En effet, en "filtration", le diamètre d correspond au diamètre du plus grand cercle inscrit dans le pore (on identifie le problème de filtration à un passage de sphères au travers des vides inter-grains ou fibres), tandis qu'en "perméabilité", on a généralement identifié d_p à d_H le diamètre hydraulique.

Dans le cas simple d'un sol uniforme lâche (arrangement cubique), la sphère la plus grande de diamètre d pouvant passer entre les sphères de diamètre D est telle que :

$$\frac{d}{D} = \frac{1}{2,4}$$

Pour un sol uniforme dense (arrangement hexagonale), on obtient :

$$\frac{d}{D} = \frac{1}{6,5}$$

Pour un sol non uniforme, on fait le même raisonnement avec les particules fines du sol (D^{15}) : le diamètre *moyen* des pores est considéré comme compris entre $(D^{15}/6,5)$ et $(D^{15}/2,4)$, d'où conventionnellement :

$$\{2\} \quad \bar{d} = \frac{D^{15}}{4}$$

Pavcic -(53)- conseille de prendre pour le diamètre moyen \bar{d}

$$\bar{d} = 0,455 \cdot U^{1,6} \cdot \frac{n}{1-n} \cdot D^{17}$$

et Wittmann, prolongeant les travaux de Silveira -(46)- confirme l'intérêt de cette formulation en comparant des arrangements théoriques de sphères avec des mesures porométriques sur coupes polies (fig. C1).

I.1.2 : Critères de filtre :

Dans le cas des filtres granulaires, nous noterons (I) le sol à filtrer et (II) le filtre granulaire, tandis que pour les filtres textiles, nous noterons simplement avec un indice "g" les paramètres du filtre textile.

* Rappelons le critère classique de Terzaghi -(50)- valable pour les sols uniformes ($U < 2$) :

$$\{3\} \text{ rétention} : \frac{(D^{15})_{II}}{4} \leq (D^{85})_I \text{ soit } (D^{15})_{II} \leq 4 (D^{85})_I$$

Les grosses particules du sol à filtrer (II) doivent être de dimension supérieure au pore moyen du filtre, de manière à garder au sol amont sa stabilité de structure.

$$\{4\} \text{ perméabilité} : \frac{(D^{15})_{II}}{4} \geq \frac{(D^{15})_I}{4} \text{ soit } (D^{15})_{II} \geq 4 (D^{15})_I$$

Nous avons vu (partie B) que la perméabilité est proportionnelle au carré de \bar{d}_p ($\bar{d}_p \approx D^{15}/4$). On demande donc au filtre d'être 16 fois plus perméable que le sol afin de ne pas occasionner de surpressions notables.

* D'autres critères plus élaborés existent comme celui de Cistin-Ziems -(55)- qui montre (fig. C2), d'une part que le sol le plus stable est obtenu pour un coefficient d'uniformité $U = 3$ (sol le plus dense d'après Horsfield -(22)-) et que le rapport entre le diamètre moyen $(D^{50})_{II}$ du filtre et celui du sol $(D^{50})_I$ pourra être d'autant plus grand que le filtre aura une granulométrie étalée : à même $(D^{50})_{II}$, le $(\bar{d})_{II}$ est d'autant plus petit que U_{II} est grand.

Dans le même ordre d'idée, pour éviter le lessivage du sol (I), le Corps des Ingénieurs Américain -(51)- propose de choisir une courbe granulométrique, pour le filtre, parallèle à celle du sol de base (I), ce qui donne le critère complémentaire

$$(D^{50})_{II} / (D^{50})_I \leq 25$$

C.1.2 - SPECIFICITE DU FILTRE TEXTILE :

I.2.1 : Influence de l'épaisseur sur la rétention des grains :

La différence d'épaisseur entre un filtre granulaire et un filtre textile aura une influence sur la présentation des critères de filtration de ces derniers. En effet dans le cas d'un filtre granulaire, on admet implicitement la formation d'une zone transitoire s'intercalant entre le sol à filtrer et le filtre, sans se préoccuper de sa position, en amont du filtre (auto-filtre) ou en aval (à l'intérieur même du filtre). Par contre dans le cas des filtres textiles :

* La formation d'une zone transitoire à l'intérieur du filtre peut modifier beaucoup la perméabilité globale du géotextile, puisqu'il est peu épais : la perméabilité du filtre à prendre en compte dans le "critère perméabilité" ne devra donc pas être la perméabilité du textile vierge.

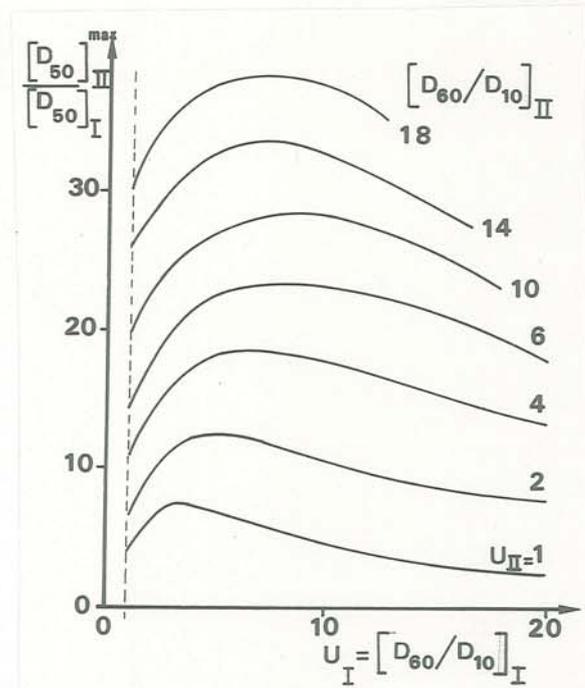


Fig. C2 : Critère de filtre de Cistin-Ziems -(55)-

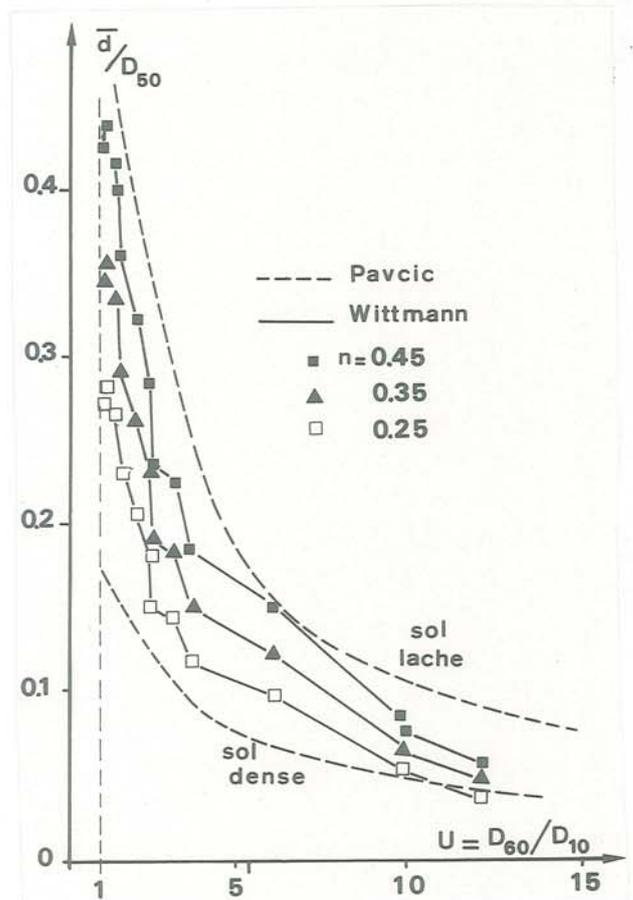


Fig. C1 : Diamètre moyen des pores d'un milieu granulaire -(53)-

* L'épaisseur du filtre textile peut être insuffisante pour permettre la formation d'une zone de transition stable :

Le critère de rétention standard d'un filtre granulaire s'écrit

$$\{3'\} \quad (\bar{d})_{II} \leq (D^{85})_I$$

ce qui traduit que les gros grains du sol (I) à filtrer doivent être supérieurs au diamètre moyen des pores du filtre (II). Ce critère induit qu'une sphère de diamètre $(\bar{d})_{II}$ peut pénétrer dans le filtre, puisqu'il existe des vides de diamètre supérieur à $(\bar{d})_{II}$, mais ce critère considère implicitement que l'épaisseur du filtre b_{II} est suffisante pour arrêter cette sphère (nous verrons que la probabilité d'arrêt croît avec l'épaisseur et tend vers 100% pour une épaisseur de filtre assez grande). On pourra habituellement considérer que si $\{3'\}$ est vérifié, une particule de diamètre $(D^{85})_I$ est arrêtée pour une épaisseur :

$$\{5\} \quad b_{II} > 30 (D^{85})_I$$

C'est généralement le cas pour les filtres granulaires, donc dans leur cas, le lessivage des grosses particules de sol ne pourra être qu'un phénomène temporaire.

Dans le cas des textiles, l'épaisseur b_g peut être insuffisante et le critère $\{3'\}$ ne sera donc pas directement transposable aux géotextiles.

I.2.2 : Notion d'ouverture maximale :

Outre que le fait que $(\bar{d})_g$ est difficile à estimer (voir chapitres suivants) pour les textiles, il a été nécessaire de définir un nouveau paramètre prenant en compte l'épaisseur du géotextile. C'est Q^{max} l'ouverture maximale du géotextile : une particule de diamètre supérieur à Q^{max} est arrêtée par le textile. A même structure, on conçoit que Q^{max} diminue lorsque l'épaisseur du géotextile augmente.

Pour des raisons de précision et de représentativité de la mesure, on assimilera Q^{max} au diamètre de la particule qui, prise isolément, a une probabilité relative de 0,95 (pour certains auteurs 0,90 ou 0,98) d'être retenue par le géotextile.

$$\{6\} \quad Q^{max} \approx Q^{95}$$

Expérimentalement cela signifie que pour un ensemble de grains quasi-sphériques de diamètre uniforme Q^{95} et de masse μ_s le filtre textile ne laissera traverser qu'une masse $\mu_f = 0,05\mu_s$. Notons que la masse μ_s doit être suffisamment faible, pour que les grains n'interviennent pas sur la probabilité de passage des autres grains.

Lorsque l'ensemble de grains n'est pas uniforme, il n'est plus possible rigoureusement de garder cette définition. Nous envisagerons aussi ce cas.

I.2.3 : Critère de rétention textile :

Le critère de rétention standard pour les géotextiles est :

$$\{7\} \quad Q_g^{max} \leq (D^{85})_s \quad \text{ou plutôt} \quad Q_g^{95} \leq (D^{85})_s$$

Dans le cas de la filtration par géotextile, nous noterons (s), le sol (I) à filtrer et (g), le filtre (II)

Ce critère est présenté comme une identification du critère de rétention granulaire. Or il existe une différence fondamentale qui tient à la différence d'épaisseur :

$$\text{filtre granulaire} \quad \text{filtre géotextile}$$

$$(\bar{d})_{II} \leq (D^{85})_I \quad \longleftrightarrow \quad Q_g^{max} \leq (D^{85})_s$$

\{8\}

$$\frac{(D_{15})}{4}_{II} \leq (D^{85})_I \quad \longleftrightarrow \quad Q_g^{95} \leq (D^{85})_s$$

Le critère pour filtre granulaire signifie que les gros grains de I ne doivent pas pénétrer profondément dans le filtre granulaire, tandis que le critère pour filtre géotextile signifie que les gros grains ont une probabilité infime d'en sortir.

Le "critère géotextile" n'interdit donc absolument pas le colmatage du géotextile (remplissage des vides inter-fibres par du sol).

La différence fondamentale de comportement d'un "filtre granulaire" et d'un "filtre géotextile" face aux critères correspondant ci-dessus tient à la confusion entre le diamètre moyen des pores et l'ouverture maximale

$$\{9\} \quad (\bar{d})_g \neq Q_g^{max}$$

L'ouverture maximale est une notion plus complexe qui prend en compte la porométrie, mais aussi l'épaisseur b_g du filtre géotextile :

* A même porométrie, l'ouverture maximale décroît quand l'épaisseur du géotextile augmente.

* Pour une même ouverture maximale, la porométrie décroît lorsque l'épaisseur b_g décroît : la rétention des particules se fera à l'interface amont pour un géotextile mince (non-tissé thermolié ou tissé monofilament) et dans l'épaisseur du géotextile pour un géotextile épais (non-tissé aiguilleté de masse surfacique élevée). Nous retrouverons ces résultats théoriquement au chapitre (C.V.2.2).

Il apparaît donc que l'estimation de l'ouverture maximale d'un géotextile est insuffisante pour une bonne compréhension des mécanismes de filtration. L'évolution de la conception des filtres synthétiques passe par une connaissance approfondie des conditions de blocage des particules par le milieu fibreux : ce blocage des grains dépendra de l'épaisseur et de la distribution des pores du textile. Nous allons dans le chapitre suivant examiner les différentes méthodes possibles d'estimation de la porométrie.

C.II - DISTRIBUTION DES PORES D'UN GEOTEXTILE

Le cas des tissés est généralement beaucoup plus simple que celui des non-tissés. On distinguera :

* les tissés minces monofilaments ou grilles à armure standard dont les pores sont de dimensions quasi-constantes (carrés ou rectangulaires : fig. A3). Soit d_t la longueur du petit côté du pore rectangulaire. Le Corps des Ingénieurs USA (6) les caractérise par le pourcentage d'aire ouverte, d'après projection de l'image du géotextile sur un écran notion équivalente à une porosité de surface. Ces filtres peuvent être considérés comme bidimensionnels, ils sont équivalents à des tamis.

* les tissés monofilament à structure complexe (tX, fig. A3) ou les tissés multifilament ou de laminettes, dont la géométrie des pores est plus difficile à cerner.

Nous n'envisagerons dans ce chapitre que le cas des non-tissés dont la distribution des pores sera beaucoup plus étalée que pour les tissés.

Nous allons d'abord utiliser l'analyse morphométrique pour obtenir une estimation théorique de la porométrie, puis nous passerons en revue l'ensemble des méthodes expérimentales qui proposent une estimation de cette porométrie.

C.II.1 - DISTRIBUTION DES PORES D'UN NON-TISSE D'APRES L'ANALYSE MORPHOMETRIQUE :

Ce sont Rollin et al (38) qui les premiers se sont intéressés à cette méthode pour les géotextiles.

II.1.1 : Paramètres caractéristiques d'une section :

Considérons un géotextile comme un milieu poreux constitué de fibres : Ces fibres seront supposées rectilignes et parallèles au plan de la nappe. En réalité la direction moyenne des fibres n'appartient au plan de la nappe qu'en dehors des points d'aiguilletages, pour des géotextiles non-tissés aiguilletés (fig. A5).

1.1.1 : Porosité de surface n^* :

Afin de simplifier la présentation, nous considérons les fibres de même direction comme espacées régulièrement (entre-axe $d_t + D$), suivant les deux autres directions (maillage carré).

Pour le cas élémentaire d'une association de fibres parallèles de diamètre D coupées par un plan P_θ perpendiculaire au plan de la nappe et faisant un angle $(\frac{\pi}{2} - \theta)$ avec la direction des fibres :

$$\text{plan } (P_0) : n_0^* = \frac{(d_t + D)^2 - \pi D^2/4}{(d_t + D)^2}$$

plan (P_θ) : la section d'une fibre est une ellipse d'aire $\frac{\pi D^2}{4 \cos \theta}$

$$n_\theta^* = \frac{\frac{(d_t + D)^2}{\cos \theta} - \frac{\pi D^2}{4 \cos \theta}}{(d_t + D)^2} = n_0^* \quad (\text{fig. C3})$$

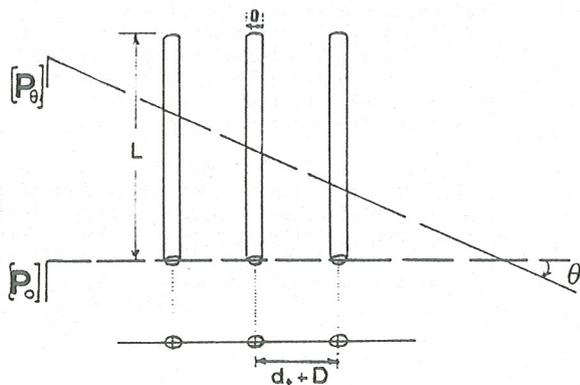


Fig. C3 : Notion de porosité de surface

Donc la porosité de surface est constante pour tout plan normal au plan de la nappe, même si l'anisotropie du textile est maximale comme dans l'exemple présent.

Pour un plan parallèle au plan de la nappe, n^* varie jusqu'à atteindre 100%, avec la position de celui-ci par rapport aux axes des fibres, mais la porosité moyenne est égale à la porosité de volume n :

$$n = \frac{(d_t + D)^2 \cdot L - \pi D^2 \cdot L/4}{(d_t + D)^2 \cdot L} = n_0^*$$

1.1.2 : Nombre de fibres n par unité de section :

Nous considérons maintenant un textile orthotrope de révolution (fibres parallèles au plan de la nappe, uniformément réparties dans toutes les directions). On fait varier la direction des fibres et non plus la direction du plan P_θ : on obtiendra une même aire de fibres coupées, par unité d'aire totale, pour toutes les directions θ , puisque n_0^* est constant, mais le nombre de fibres coupées décroît lorsque θ croît. Soit un volume de géotextile, d'épaisseur b_g et correspondant à une surface de nappe $(L.1)$.

θ inclinaison des fibres est considérée comme une variable discrète : nous regroupons suivant l'inclinaison θ toutes les fibres comprises entre $(\theta - \frac{\Delta\theta}{2})$ et

$(\theta + \frac{\Delta\theta}{2})$. Soit n_θ le nombre de fibres coupées, de direction θ , pour une section unité de plan P_θ .

$$n \cdot b_g = \sum_\theta (n_\theta \cdot b_g) \quad (\text{fig. C4})$$

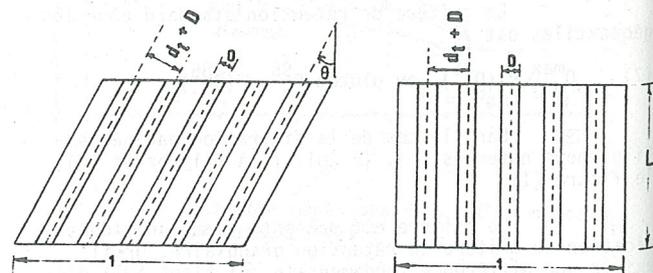


Fig. C4 : Calcul de n_θ

La masse de fibres coupées, dans une section (L.1) est la même pour chaque direction θ , elle est donc égale à :

$$\frac{\mu(L.1)}{(\pi/\Delta\theta)}$$

chaque élément de fibre de direction θ , appartenant à l'élément de nappe (L.1) a une masse :

$$(\rho \cdot L/\cos\theta \cdot \pi D^2/4)$$

Donc le nombre de fibres, coupées dans une direction θ , est égal à

$$\eta_\theta \cdot b_g = \frac{\mu(L.1)}{\pi/\Delta\theta} \cdot \frac{1}{\rho \cdot L} \cdot \frac{4 \cdot \cos\theta}{\pi D^2}$$

$$\eta_\theta = \frac{4(1-n)}{\pi^2 \cdot D^2} \cdot \cos\theta \cdot \Delta\theta$$

$$\{10\} \quad \eta \cdot b_g = \int_{-\pi/2}^{+\pi/2} \eta_\theta \cdot b_g \text{ soit } \eta = \frac{8}{\pi^2 D^2} (1-n)$$

Cette valeur est à rapprocher de l'approximation utilisée par Masounave et al -(33)- :

$$\eta = \frac{4}{\pi D^2 \cdot \sqrt{3}} (1-n)$$

1.1.3 : Périmètre de fibre λ par unité de section :

$$\eta_\theta = \frac{4}{\pi^2 D^2} (1-n) \cos\theta \cdot d\theta \text{ et } P_\theta = \pi \left(\frac{D}{2} + \frac{D}{2} \frac{1}{\cos\theta} \right)$$

P_θ étant le périmètre de la section d'une fibre de direction θ .

$$\{11\} \quad \lambda = \int_{-\pi/2}^{+\pi/2} \eta_\theta \cdot P_\theta = (2 + \frac{4}{\pi}) \cdot \frac{(1-n)}{D}$$

II.1.2 : Histogramme des distances entre fibres :

Il s'agit d'une étude bidimensionnelle s'appliquant à une section de géotextile perpendiculaire au plan de la nappe et basée sur les travaux de Matheron -(35)-.

On supposera les sections de fibres du géotextile non-tissé distribuées aléatoirement suivant une loi de Poisson (on pourra par la suite émettre quelques réserves sur ce point, l'aiguilletage orientant préférentiellement les fibres, et le thermoliage favorisant les collages entre fibres).

Si les grains, convexes (dans notre cas les fibres sont des cylindres à directrice circulaire), respectent un schéma booléen, la probabilité pour qu'un cercle de centre quelconque et de rayon r soit inclus entre les fibres est égale à :

$$Q(r) = n \cdot e^{-\frac{1}{n} \{ \eta \pi r^2 + \lambda r \}}$$

$$Q(0) = n$$

Soit un point J situé dans les pores entre fibres et soit R la distance du point appartenant aux fibres le plus proche de J : R est la distance du premier point

de rencontre avec les fibres, d'une famille de cercles croissants centrés en J. On en déduit la "loi du premier contact" : la probabilité conditionnelle $F(r)$ pour qu'un cercle centré en J, appartenant aux pores, et de rayon r , touche une fibre, est tel que :

$$F_R(r) = P(r > R) = 1 - P(r \leq R)$$

$$\text{avec } P(r \leq R) = \frac{Q(r)}{Q(0)}$$

$$\text{donc } F_R(r) = 1 - e^{-\frac{1}{n} \{ \eta \pi r^2 + \lambda r \}}$$

La probabilité pour que le cercle de premier contact (R) soit compris entre (r) et $(r+dr)$ est égale à :

$$P(r \leq R \leq r+dr) = \frac{dP(r \leq R)}{dr}$$

$$P(r \leq R \leq r+dr) = \frac{d(1 - F_R(r))}{dr} = p(r)$$

$$p(r) = -\frac{1}{n} (2\pi r \eta + \lambda) e^{-\frac{1}{n} (\eta \pi r^2 + \lambda r)}$$

A partir de {10} et {11}, on obtient la fonction répartition des distances entre fibres (avec $d_M = 2r$) : (fig. C5)

$$\{12\} \quad p(d_M) = \frac{4}{\pi D} \cdot \frac{(n-1)}{n} \cdot \left(\frac{2d_M}{D} + \frac{\pi}{2} + 1 \right) \cdot e^{-\left\{ \frac{2}{\pi D} \cdot \frac{n-1}{n} \cdot \left(\frac{d_M^2}{D} + \left(\frac{\pi}{2} + 1 \right) d_M \right) \right\}}$$

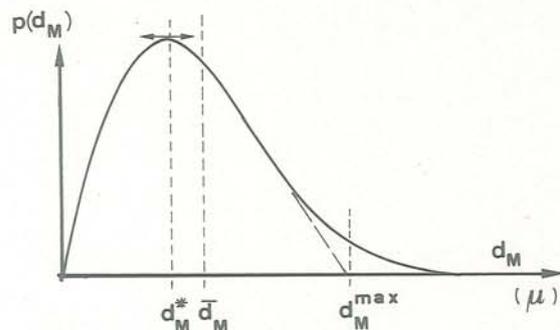


Fig. C5 : Fonction répartition des distances d_M entre fibres

On peut ainsi définir, à D et n fixés, plusieurs diamètres caractéristiques :

* le diamètre le plus probable :

$$d_M^* \text{ solution de } \frac{d(p(d_M))}{d(d_M)} = 0$$

* le diamètre moyen :

$$\bar{d}_M = \frac{\int_0^\infty d_M \cdot p(d_M) \cdot d(d_M)}{\int_0^\infty p(d_M) \cdot d(d_M)}$$

* le diamètre maximum :

d_M^{\max} par l'intersection de la droite tangente au point d'inflexion et l'axe des d_M (Rollin -(38)-).

Notons que Rollin, dans son utilisation de l'analyse morphométrique, faisait l'approximation que les sections de fibres pouvaient être considérées comme ponctuelles ($\lambda = 0$). Cette approximation sera d'autant plus acceptable que n est grand et D petit. Dans ces conditions, il obtenait :

$$d_M^* = \frac{0,8}{\sqrt{n}} - D \quad \bar{d}_M = \frac{1,2}{\sqrt{n}} - D \quad d_M^{\max} = \frac{2}{\sqrt{n}} - D$$

{13} ce qui donnerait, à partir de {10} :

$$\bar{d}_M = D \left(\frac{1,11}{\sqrt{1-n}} - 1 \right)$$

A titre d'exemple, nous donnons (fig. C6) la distribution théorique des pores obtenue pour un non-tissé aiguilleté moyen. Les diagrammes montrent l'influence théorique de la compression sur la porométrie :

$$\begin{aligned} \sigma_N = 0 & \quad n = 92\% \\ \sigma_n = 350\text{kPa} & \quad n = 75\% \end{aligned}$$

On constate une variation importante de la porométrie, avec augmentation très accentuée du nombre de pores de petits diamètres. Dans le même temps le nombre de fibres n est passé de $5,3 \cdot 10^{-5}$ fibres / μ^2 à $16,5 \cdot 10^{-5}$ fibres / μ^2 .

Ces résultats peuvent aussi être présentés sous forme d'une courbe porométrique, en échelle semi-logarithmique, analogue à une courbe granulométrique : en abscisse on porte le diamètre d_M des pores et en ordonnée, le pourcentage des pores y de diamètre

$$d_M < d_M^y :$$

$$\{14\} \quad \frac{y}{100} = \frac{\int_0^{d_M^y} p(z) dz}{\int_0^{\infty} p(z) dz}$$

$$\{14'\} \quad y = P(d_M^y > d_M) = 1 - P(d_M^y \leq d_M)$$

C.II.2 - MESURE DES PORES A L'ANALYSEUR D'IMAGES :

Un certain nombre de mesures ont pu être obtenues à partir du quantimètre de l'équipe du P. Rollin de l'Ecole Polytechnique de Montreal. Le principe de la mesure est exposé en détail en référence {33}.

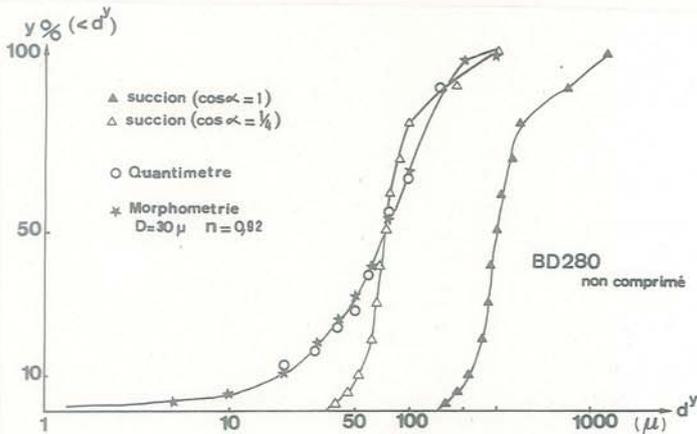


Fig. C8 : Mesure à l'analyseur d'images et courbe porométrique théorique

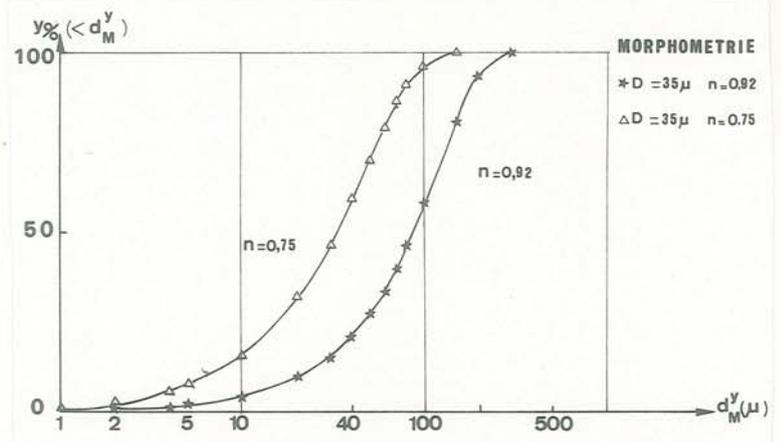
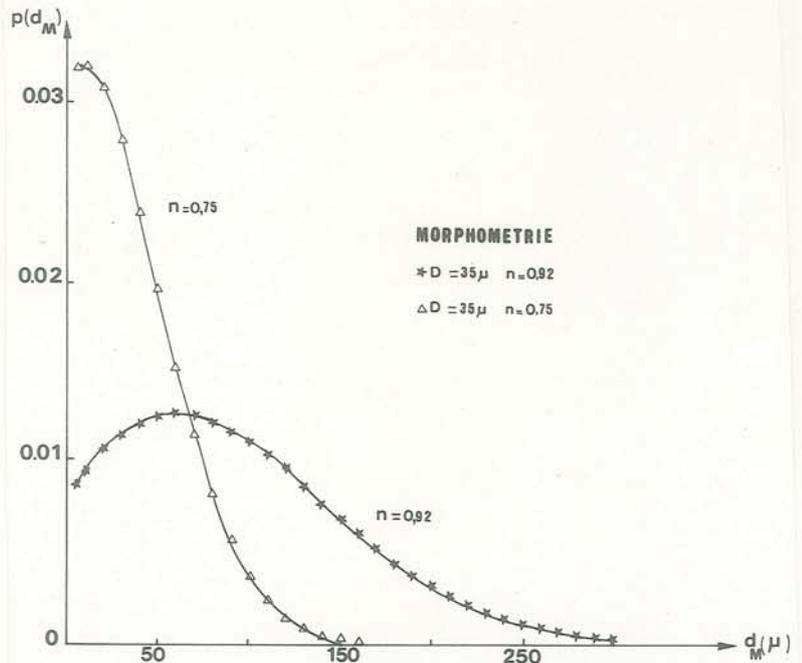


Fig. C6 : Distribution théorique des pores - Variation avec la porosité

Nous en rappellerons le principe général : l'échantillon textile est saturé de résine fluide. Après solidification, on effectue des coupes, normales au plan de la nappe, qui sont polies avant observation. La coupe est placée sous un microscope couplé à un analyseur d'images. L'histogramme expérimental des pores est obtenu à partir du procédé présenté sur la fig. C7: agrandissement par incréments d'hexagones initialisés en un point solide.

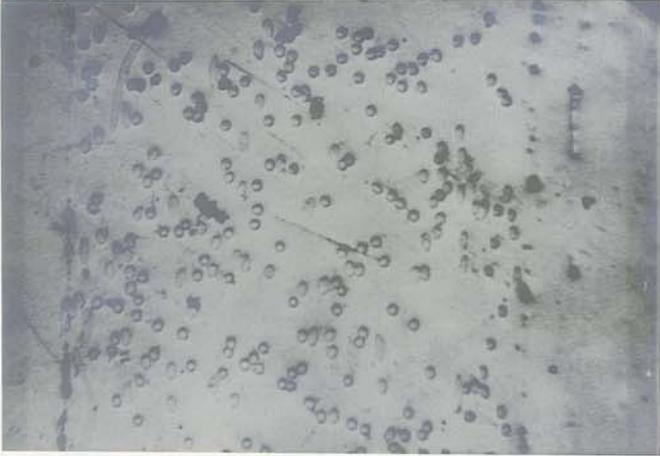
Nous présentons ci-dessous un certain nombre de résultats obtenus sur des géotextiles, testés par ailleurs en perméabilité à l'IRIGM.

II.2.1 : Comparaison avec l'analyse morphométrique :

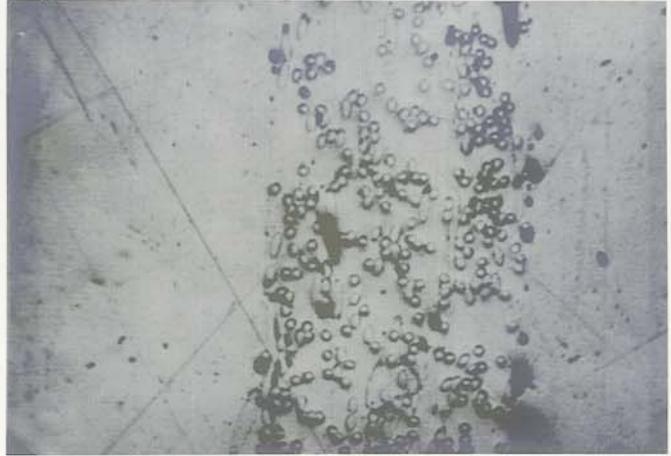
Nous présentons (fig. C8) les résultats expérimentaux obtenus par Rollin sur BD 280 -(39)- et la distribution théorique obtenue à partir de {14} et {12}. La concordance est très bonne dans ce cas. On obtient expérimentalement

$$d^* = 64\mu \quad \bar{d} = 111\mu \quad d^{\max} = 206\mu$$

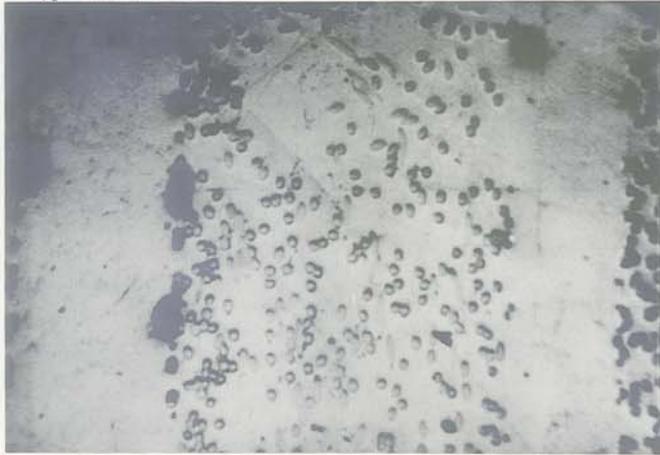
$\sigma_N = 50 \text{ kPa}$



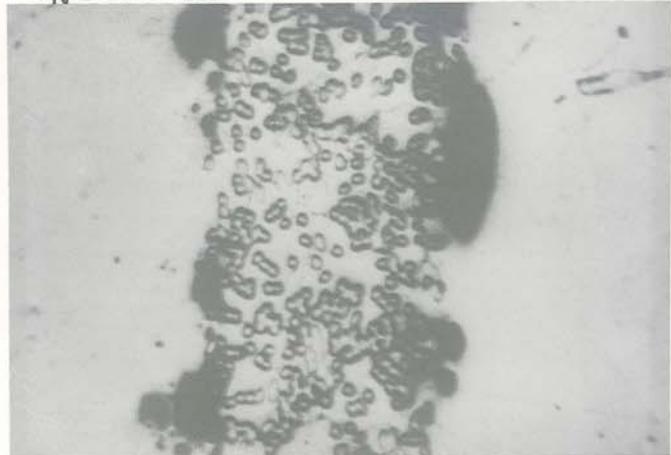
$\sigma_N = 700 \text{ kPa}$



$\sigma_N = 300 \text{ kPa}$



$\sigma_N = 1000 \text{ kPa}$



$\sigma_N = 400 \text{ kPa}$



Fig. C11 : Coupes d'un géotextile BD 280 sous compression croissante (EPM)

D'une manière générale, pour des non-tissés aiguilletés laches (forte porosité n), l'écart est faible entre résultats expérimentaux et théoriques.

A partir de cela, il nous a paru instructif de mesurer l'évolution de la porométrie lorsque le géotextile est comprimé -(18)-.

Nous présentons les résultats obtenus pour un non-tissé aiguilleté filaments continus BD 280 ($D = 29\mu$, $n = 90,5\%$ pour $\sigma_N = 0$) (fig. C9bis), un non-tissé aiguilleté PR 395, fibres courtes ($D = 28\mu$, $n = 89,5\%$ pour $\sigma_N = 0$) (fig. C9) et un non-tissé thermolié TM 260 ($D = 35\mu$, $n = 72\%$ pour $\sigma_N = 0$) (fig. C10).

Sur la fig. C11 nous montrons les coupes obtenues pour le BD 280 aiguilleté, sous différentes compressions. Pour le TM 260 la mesure est faite sur un empilement de nappes car pour une épaisseur trop faible, les mesures à l'analyseur d'images ne sont pas significatives.

Dans le tableau ci-dessous, nous montrons l'évolution du diamètre expérimental moyen des pores, \bar{d} :

σ_N (kPa)	50	100	200	400
\bar{d} {PR 395} (μ)	136	106	61	51
\bar{d} {TM 260} (μ)	129	101	92	84
\bar{d} {BD 280} (μ)	155	108	81	74

Les comportements du non-tissé aiguilleté et du thermolié sont très distincts :

* Le PR 395 aiguilleté possède initialement un nombre de pores de grand diamètre important. Jusqu'à 100 kPa, le nombre de pores de diamètre égal ou supérieur à 150μ est grand, mais une compression de 200 kPa les élimine presque totalement.

Par contre le TM 260 thermolié, dont la distribution porométrique est très étalée initialement sans prééminence des pores de grand diamètre, apparaît beaucoup moins sensible à la compression.

Cette variation de la porométrie avec la compression est un élément fondamental en ce qui concerne le comportement en filtration.

* Les diamètres caractéristiques obtenus au quantimètre, en fonction de la compression σ_N , ont été comparés aux diamètres estimés par d'autres méthodes (fig. C13 et C14).

* L'analyse morphométrique ne permet pas de retrouver ces résultats : la diminution du diamètre des pores avec la compression apparaissait effectivement sur la fig. C6, mais les diamètres théoriques estimés sont systématiquement inférieurs aux diamètres mesurés expérimentalement. Avant étude complémentaire, nous invoquerons la valeur de porosité plus faible sous compression entraînant une imprécision sur la mesure.

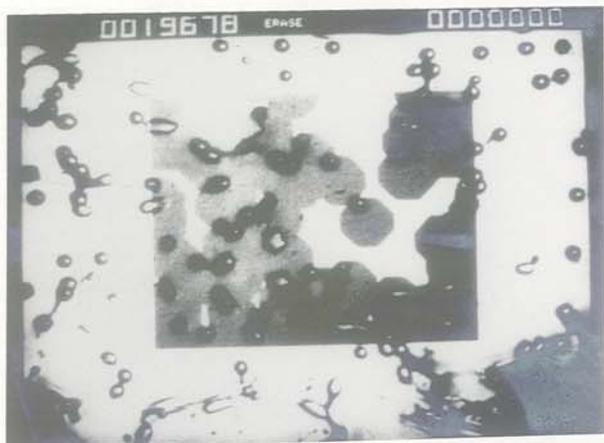


Fig. C7 : Obtention de l'histogramme des pores à partir de l'analyseur d'images (photos EPM)

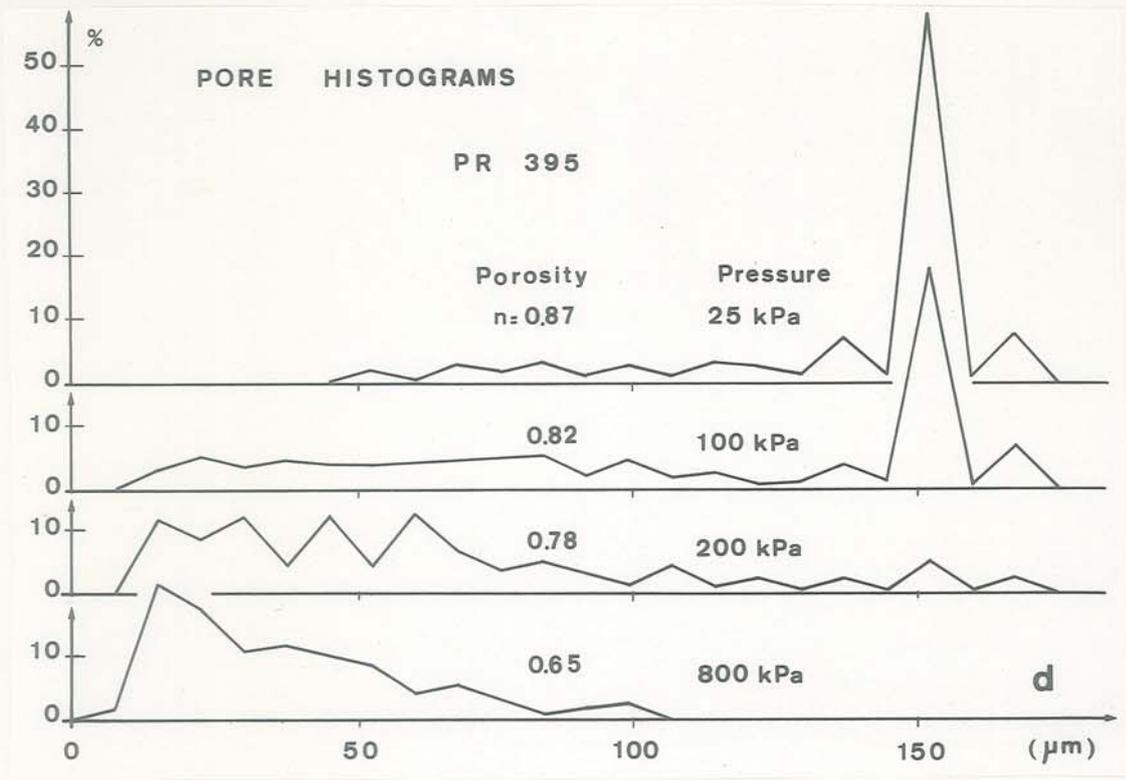


Fig. C9 : Histogramme des pores d'un non-tissé aiguilleté fibres courtes, à partir de l'analyseur d'images, sous compression croissante (Rollin)

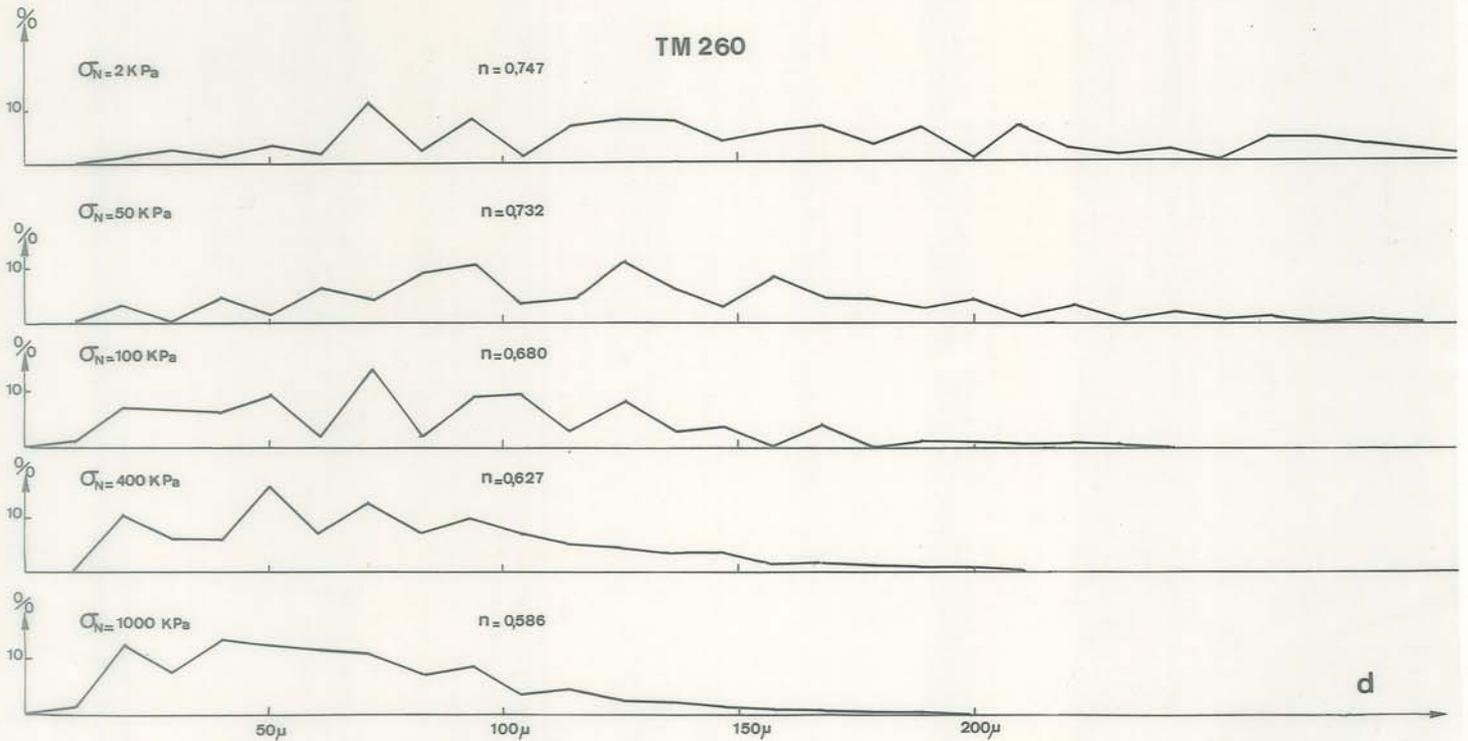


Fig. C10 : Histogramme des pores d'un non-tissé thermolié à partir de l'analyseur d'images, sous compression croissante (Rollin)

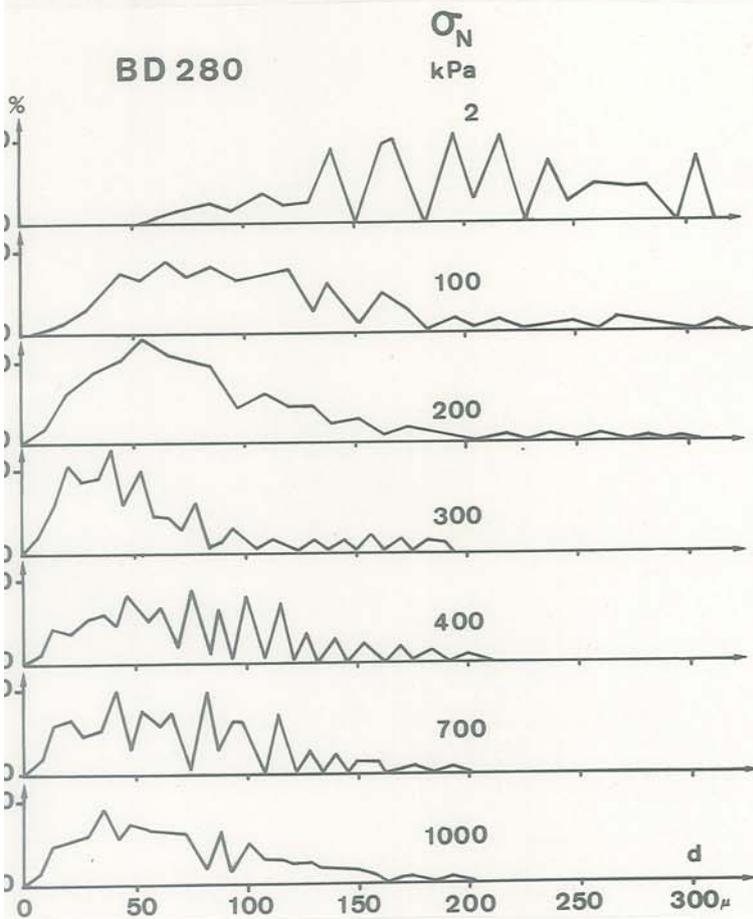


Fig. C9bis : Histogramme des pores d'un non tissé aiguillete filaments continus à partir de l'analyseur d'images, sous compression croissante (Rollin)

C.II.3 - POROMETRIE ET SUCCION :

Dans un capillaire, de part et d'autre de la surface gaz-liquide, existe une différence de pression inversement proportionnelle au rayon de courbure du tube capillaire (Laplace). D'après la loi de Jurin, la tension capillaire T équilibre le poids de la colonne d'eau de hauteur H contenue dans le tube, ou dans le cas d'expérience de succion, équilibre la succion s (équivalente à $(-\gamma_w H)$ si le milieu poreux est suffisamment mince pour que l'on puisse négliger la hauteur de remontée d'eau dans le capillaire).

Les pores du géotextile sont suffisamment fins pour rendre exploitable la mesure de succion. Cette propriété trouvera d'ailleurs une application pratique en drainage, le géotextile agissant comme un siphon capillaire (Gamski et al -(14)-).

* Pour un pore de section uniforme A sur toute sa hauteur, mais de forme quelconque (périmètre p) :

$$T \cdot \cos \alpha \cdot p = \gamma_w \cdot H \cdot A = -s \cdot A$$

avec $T = 7,5 \cdot 10^{-2}$ N/m pour l'eau

α angle de raccordement, fonction de la nature de la surface de contact.

$$\{15\} \quad s = -T \cdot \cos \alpha \cdot \frac{p}{A} = -\frac{4T \cos \alpha}{d_H}$$

* Pour un pore à section A non uniforme, A ne croissant ni ne décroissant continûment, la relation entre le volume capillaire saturé et la succion présente une hystérésis : suivant que la mesure est effectuée en saturation ($|s|$ décroissant) ou en désaturation ($|s|$ croissant), l'équilibre n'est pas obtenu pour la même section (Schneebeli -(42)-). L'interprétation est alors plus délicate et ne devrait se faire que par une méthode probabilistique (Garcia -(13)-).

Paute et Chene -(37)- ont utilisé le mode "désaturation" : pour chaque succion, le niveau capillaire à l'équilibre se situe dans une zone où le diamètre du pore est décroissant vers le bas :

Le départ d'eau $\Delta v_{1,2}$ correspond à une augmentation de succion ($|s_2| - |s_1|$), c'est-à-dire une diminution du diamètre d'arrêt ($(d_{s_2} - d_{s_1}) < 0$); $\Delta v_{1,2}$ correspond au volume total des pores dont l'interface initiale de saturation avait un diamètre d_{s_1} et l'interface finale, un diamètre d_{s_2} , les diamètres des sections intermédiaires étant supérieurs à d_{s_2} .

D'un point de vue interprétation, le problème est complexe, puisque l'enchaînement rétrécissement-élargissement modifie la mesure.

L'interprétation classique revient à considérer les pores comme des tubes de diamètre uniforme sur toute leur hauteur (épaisseur b_g du géotextile) : le départ d'eau $\Delta v_{1,2}$ correspond alors au volume des capillaires de diamètre $d_{s_2} < d_s < d_{s_1}$:

$$\frac{\Delta v_{1,2}}{v_{sat}} = \Delta S_{1,2} \text{ \% variation du degré de saturation}$$

avec v_{sat} volume d'eau à saturation

$\Delta S_{1,2}$ avec l'hypothèse ci-dessus, représente le pourcentage volumique de pores de diamètre $d_{s_2} < d_s < d_{s_1}$.

La méthode présente par ailleurs une incertitude, dans la mesure où l'angle α de raccordement sera difficile à estimer, surtout en raison des traitements de surface (ensimage) des fibres. Classiquement pour l'eau, on prend $\cos \alpha = 1$.

Nous avons repris l'exemple du BD 280 déjà traité à l'analyseur d'image (fig. C8) : le résultat d'une expérience de désaturation sur BD 550 effectuée par Paute et Chene a été ainsi traité à partir de l'hypothèse $\cos \alpha = 1$: ni la forme de la courbe porométrique, ni le domaine des pores ne paraissent admissibles. L'hypothèse $\cos \alpha = 1/4$ permet d'obtenir même diamètre moyen que la mesure directe à l'analyseur d'images.

Sans pour autant minimiser l'erreur due à la méthode, nous soulignerons la différence entre la méthode de succion et la mesure directe :

* La "loi du premier contact" reproduit fidèlement les conditions de blocage d'une bille isolée (inscription du plus grand cercle dans un domaine fibreux) et donne donc une dimension *minimale* du pore. La méthode de succion par contre considère le diamètre hydraulique à l'interface eau-air, qui, dans le cas des milieux fibreux, peut être beaucoup plus grand (fig. C13 et C14), car la forme est beaucoup plus éloignée du cercle que pour un milieu granulaire.

* La mesure par analyseur d'image est une mesure de surface. Par contre la mesure de succion est volumique et fait intervenir l'ordre des événements (incrément $(d_{s_2} - d_{s_1})$). Elle ne peut donc pas donner une répartition porométrique. Elle ne peut pas non plus donner l'ouverture σ^{max} du géotextile qui correspond aux plus gros capillaires (ceux présentant un diamètre $d > \sigma^{max}$ de l'amont à l'aval du textile), car le passage d'une bille de diamètre $D = \sigma^{max}$ ne fait pas intervenir la répartition linéaire des différents diamètres du capillaire, au contraire de la mesure de succion.

La méthode de succion est donc à déconseiller pour caractériser la filtration des milieux fibreux.

C.III - DETERMINATION D'UN PARAMETRE CARACTERISTIQUE DU COMPORTEMENT FILTRANT

C.III.1 - PARAMETRE ISSU D'UNE MESURE DE PERMEABILITE :

Pour définir une loi de perméabilité des milieux poreux, nous avons déjà fait intervenir la notion de diamètre des pores moyen B_{-4} :

$$\bar{d}_p = d_H = D \frac{n}{1-n} \quad \text{diamètre hydraulique}$$

Ce diamètre a été comparé aux mesures effectuées à l'analyseur d'images pour des non-tissés aiguilletés (PR 395) et thermoliés (TM 260) (fig. C 13 et C14).

Les mesures de perméabilité nous permettent de définir un autre diamètre des pores caractéristique : l'application de la loi de Kozeny au géotextile considéré permet d'obtenir un diamètre d_K correspondant à l'adaptation parfaite de cette loi aux résultats expérimentaux

$$B_{-9} : K_N \text{ mesuré} = \frac{g}{v} \cdot \frac{n}{80} (d_K)^2 \quad (\text{fig. C12})$$

On constate (fig. C13 et C14) que le diamètre hydraulique d_H tend à surestimer le diamètre des pores moyen d'un point de vue filtration, ce qui est logique, nous l'avons montré ci-dessus, d_H correspondant au périmètre du pore et \bar{d} (analyseur d'images) au plus grand cercle inscrit dans le pore. d_K^* , diamètre le plus probable est quant à lui nettement inférieur à d_H sous compression forte, tandis que d_K reste assez proche de \bar{d} (ainsi la loi de Kozeny appliquée en prenant pour diamètre des pores \bar{d} au lieu de d_H donne un résultat très satisfaisant : fig. C12).

L'estimation d'un diamètre des pores caractéristique en filtration à partir d'une mesure de perméabilité apparaît trop approximative; lorsque la structure du géotextile change, le rapport entre (d_H , d_K) et (\bar{d} - analyseur d'images) varie de manière imprévisible. On conçoit d'ailleurs bien que l'écoulement de l'eau est un phénomène très différent du passage d'un grain au travers du géotextile.

Il faut donc chercher une autre méthode de détermination, si possible aussi simple qu'un essai de perméabilité.

C.III.2 - PARAMETRE OBTENU A PARTIR D'UN RESEAU FIBREUX :

Le principe est d'identifier la structure fibreuse à un arrangement simple de cylindres, homogène pour l'ensemble du textile.

Ainsi déjà en 1973, Leflaive et Puig (27) avaient proposé un réseau de fibres unidirectionnelles, parallèles au plan de la nappe (fig. C15 a) disposées suivant un maillage carré, dont la porosité est égale à la porosité de volume. On obtient un diamètre de passage pour une particule sphérique :

$$\{16\} \quad d_t = D \left(\sqrt{\frac{\pi}{4} \cdot \frac{1}{1-n}} - 1 \right) = D \left(\frac{0,88}{\sqrt{1-n}} - 1 \right)$$

C'est le réseau, avec répartition des fibres identique dans les directions (N) normale au plan et (P) dans le plan, qui présentera le diamètre de passage d_t le plus faible.

Dans la même optique, nous avons interprété les résultats obtenus par Fayoux (12) en filtration hydrodynamique, à partir de notre théorie probabilistique

du chapitre (C.V) : si l'on fait tendre l'épaisseur b_g du géotextile vers l'épaisseur minimale b_1 appelée épaisseur unitaire (réf. C.V.1.1), l'ouverture 0^{95} déterminée par Fayoux tend vers le diamètre des pores $d_V = d^{95}$ correspondant à la sphère qui n'a qu'une probabilité de 5% de s'inscrire dans les pores du géotextile (en réalité nous verrons que Fayoux ne détermine pas 0^{95} mais D_F^{95} du passant qui est identifié à 0^{95} : réf. C.IV.1.2).

Quoique la masse surfacique minimale des géotextiles non-tissés aiguilletés envisagés par Fayoux soit assez forte, $\mu = 130 \text{ g/m}^2$, il semble que, lorsque la masse surfacique, donc l'épaisseur diminue, à même structure, (ce qui n'est dans ce cas qu'une approximation puisque n varie avec b_g) :

$$b_g \rightarrow b_1 \quad 0^{95} \rightarrow d^{95} = D \cdot \left(\sqrt{\frac{\pi}{2} \cdot \frac{1}{1-n}} - 1 \right) = D \cdot \left(\frac{1,25}{\sqrt{1-n}} - 1 \right)$$

Cette "limite" correspond à une masse surfacique assez forte, il est possible que l'on n'ait pas atteint véritablement la limite et il paraît plus rigoureux d'écrire :

$$d^{95} \geq D \cdot \left(\frac{1,25}{\sqrt{1-n}} - 1 \right)$$

Cette valeur correspond au diamètre de la plus grosse sphère traversant la structure (b) constituée de deux lits de fibres perpendiculaires.

Comme le réseau proposé par Leflaive, ce réseau est identique dans les directions (N) et (P), mais le diamètre estimé (d^{95}) correspond au diamètre maximal des pores :

$$\{17\} \quad d_t^{\max} \geq D \cdot \left(\frac{1,25}{\sqrt{1-n}} - 1 \right)$$

Notons que, dans l'optique proposée ici, les différents réseaux proposés en (12), se modifiant en fonction de l'épaisseur b_g , n'ont aucune signification : le réseau fibreux ne peut que rester identique à lui-même lorsque l'épaisseur b_g augmente. Mais alors on ne peut expliquer la diminution de l'ouverture avec l'augmentation de b_g : la notion de réseau peut permettre une estimation du diamètre des pores caractéristique mais pas une estimation de l'ouverture du géotextile.

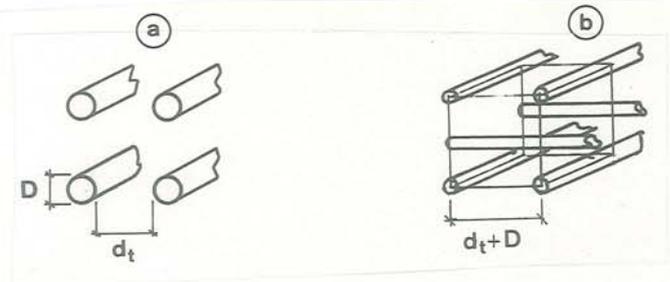
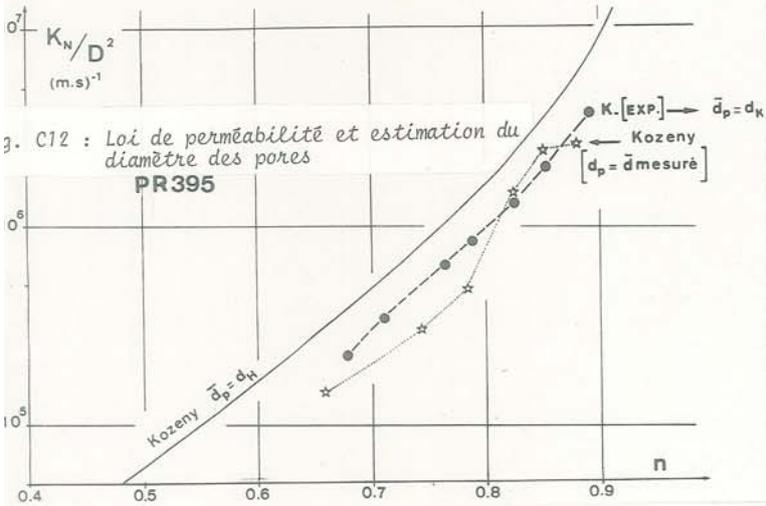


Fig. C15 : Modèles de réseaux fibreux considérés en filtration

Nous rapprocherons ces valeurs {16} et {17} obtenues de celles obtenues à partir de l'analyse morphométrique :



$$d_M^* = D \cdot \left(\frac{0,89}{\sqrt{1-n}} - 1 \right)$$

$$(13) \quad \bar{d}_M = D \cdot \left(\frac{1,11}{\sqrt{1-n}} - 1 \right)$$

$$d_M^{\max} = D \cdot \left(\frac{1,85}{\sqrt{1-n}} - 1 \right)$$

Pour le cas d'un non-tissé aiguilleté et d'un non-tissé thermolié, nous avons comparé d_t^{\max} à ces diamètres (fig. C13 et C14) :

Le diamètre d_t^{\max} est largement inférieur au diamètre hydraulique d_H ; il est aussi systématiquement inférieur au diamètre \bar{d} mesuré à l'analyseur d'images ; il se peut que les géotextiles les plus minces considérés par Fayoux soient encore trop épais (130 g/m²) pour être considérés comme des nappes unitaires (réf. C.V.2.5). Dans ce cas d_t^{\max} considéré serait une ouverture et non pas un diamètre maximal de pore (toujours supérieur à l'ouverture).

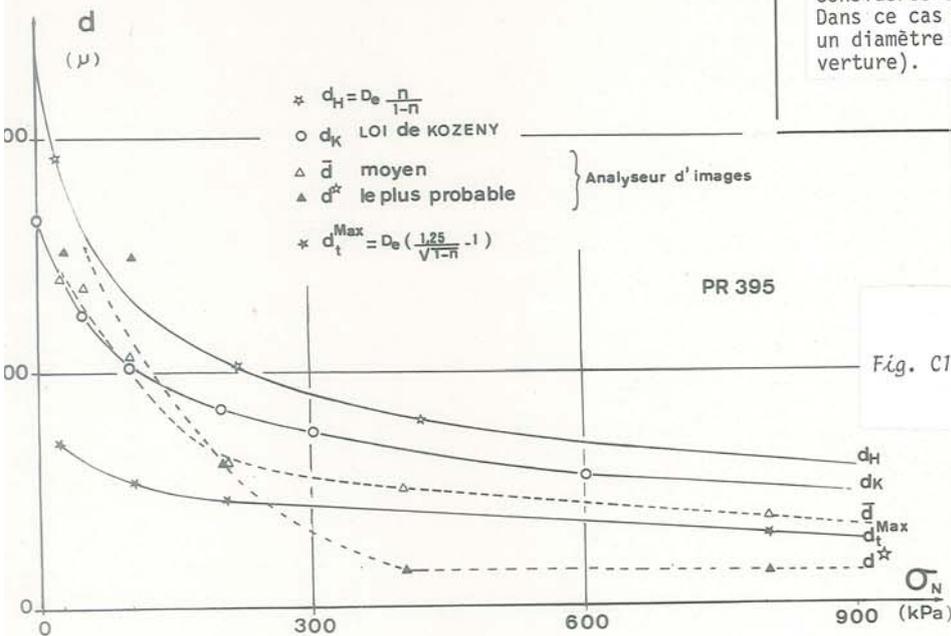


Fig. C13 : Estimations différentes du diamètre des pores caractéristique pour un non-tissé aiguilleté

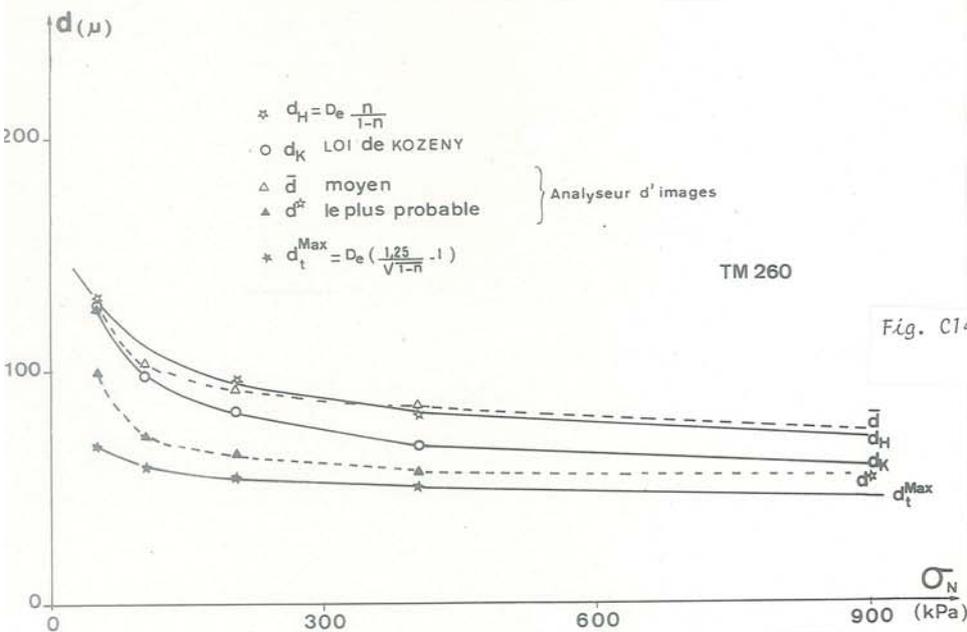


Fig. C14 : Estimations différentes du diamètre des pores caractéristique pour un non-tissé thermolié

C.IV - DETERMINATION DE L'OUVERTURE PAR TAMISAGE

C.IV.1 - CONDITIONS GENERALES D'ESSAI :

Un certain nombre de méthodes de tamisage, permettant une caractérisation du comportement filtrant des géotextiles, ont été développées ces dernières années. Ces méthodes, qui sont souvent présentées comme des mesures de la distribution des pores, n'en sont pas ; ce sont des mesures de la probabilité de passage de particules d'un diamètre donné de part en part de la masse fibreuse. Nous comparerons en (C.V) les résultats obtenus par tamisage aux mesures porométriques (C.II).

Dans une expérience de tamisage, le géotextile placé horizontalement, joue le rôle d'un tamis épais, pour une certaine quantité de grains placés sur sa face supérieure. L'entraînement des particules est obtenu soit par vibration (tamisage à sec) soit par écoulement d'eau (eau chargée en particules en suspension ou sol soumis à un écoulement alterné).

Nous considérerons un type d'essai comme valable s'il permet d'obtenir l'"ouverture maximale" du textile (réf. C.I.2.2), c'est-à-dire le diamètre des plus grosses particules passant au travers du géotextile vierge. C'est cette "ouverture" qui sera utilisée dans les critères de rétention pour géotextiles (C.I.2.3).

Le principe de base est que la probabilité de passage au travers du géotextile d'une particule de diamètre $D_s = 0^{max}$ (pratiquement $D_s = 0^{95}$) doit être indépendante de l'essai : cette probabilité doit tendre vers 0,00 (vers 0,05).

Or un essai de tamisage sera caractérisé par la masse du milieu granulaire à tamiser, par sa granulométrie, et par l'énergie de tamisage. Il faut donc fixer les conditions d'essai permettant de vérifier le principe ci-dessus.

IV.1.1. : Masse granulaire à tamiser :

La masse granulaire testée doit être suffisamment faible pour que les particules piégées dans le textile ne modifient pas la probabilité de passage des particules entrant successivement dans le textile : chaque particule doit pouvoir être considérée comme une particule isolée entrant dans un géotextile vierge. Plutôt que de diminuer la masse testée, une autre solution consiste à exercer un écoulement alterné qui libère les billes piégées dans le textile et évite ainsi les interférences entre particules, pour le passant obtenu au cycle suivant.

La masse granulaire doit être suffisamment importante afin d'obtenir une masse de passant significative.

IV.1.2 : Granulométrie du milieu granulaire à tamiser :

Il sera constitué de grains sans cohésion et présentant si possible une forme proche de la sphère. On utilise soit des billes de verre soit des particules de silice.

1.2.1 *Granulométrie étroite* : En principe le milieu granulaire doit appartenir à une classe unique étroite. Le 0^{95} correspond à la classe de grains qui est bloquée par le textile à 95% (masse de passant égale à 5% de la masse à tamiser). Si l'on souhaite obtenir une bonne précision sur 0^{95} , les classes de grains doivent être très étroites, et il est nécessaire de multiplier les essais jusqu'à trouver la classe correspondant à 0^{95} .

Cette méthode a l'avantage de permettre une détermination de la probabilité de passage Q en fonction du diamètre D_s des grains (cf. C.V) :

$$\{18\} \quad Q = Q(D_s) = Q(D_s = 0) \cdot 100(1-Q)$$

$Q = 0,05$ n'étant dans ces conditions qu'un cas particulier.

La méthode classe par classe est donc scientifiquement intéressante car la connaissance de la fonction probabilité $Q(D_s)$ permettra, en utilisant la méthode théorique proposée en (C.VI) d'estimer la distribution des pores. Ceci est important puisque, comme nous l'avons déjà précisé en (C.I.2) le comportement en filtration et en particulier le mode de blocage des particules (interne ou externe) dépend, à même ouverture maximale, de la distribution des pores (non-tissé aiguilleté ou thermolié).

1.2.2 *Granulométrie étalée* : La seconde méthode pratiquée consiste à utiliser un milieu granulaire à granulométrie très étalée vérifiant certaines conditions :

Le diamètre maximum du milieu granulaire doit être au moins 2 fois supérieur à l'ouverture maximale du géotextile -(30)-.

Le milieu granulaire doit être correctement gradué de manière à disposer de masses équivalentes dans toutes les classes.

La méthode théoriquement admissible de détermination de l'ouverture maximale consisterait à considérer le passant classe par classe et à définir 0^{95} comme étant le diamètre moyen de la classe de sol qui a une probabilité de passage inférieure ou égale à 0,05.

Cette méthode serait assez imprécise en raison des faibles masses à prendre en compte et des difficultés expérimentales.

Un mode opératoire beaucoup plus simple est utilisé dans le cas du tamisage d'un sol à granulométrie étalée :

Théoriquement 0^{max} est indépendant du milieu granulaire, tant que celui-ci vérifie les conditions précédentes (pas d'interférence entre grains et diamètre maximal du milieu granulaire à tamiser supérieur à $2 \cdot 0^{max}$) puisqu'il s'agit du diamètre du plus gros grain susceptible de traverser le géotextile.

granulométrie étroite : on considère la classe de particules de plus petit diamètre, susceptible d'être arrêtée en totalité par le géotextile $\rightarrow 0^{max}$. Pour des raisons de précision, on considère 0^{95} qui correspond à la classe de probabilité de passage égale à 5%.

granulométrie étalée : on considère la particule de plus gros diamètre, susceptible de passer au travers du géotextile. Mais comme cette limite est incertaine expérimentalement, on considère les $z\%$ les plus grossiers du passant en masse. Plus z peut être pris petit, plus la détermination de 0^{max} est précise.

Soit D_F^{100-z} le diamètre correspondant du passant

$$D_F^{100-z} \xrightarrow{(z \rightarrow 0)} 0^{max}$$

D_F^{98} étant trop sensible aux hétérogénéités de structure -(30)- il apparaît préférable de considérer D_F^{95} , qui varie peu avec la granulométrie du milieu à tamiser, et la masse est plus représentative. Mais il serait fondamentalement erroné d'entretenir une confusion entre le D_F^{95} du passant d'un sol à granulométrie étalée et le D_F^{95} du tamisage classe par classe.

Le D_F^{95} est par définition indépendant du milieu granulaire, alors que D_F^{95} en dépendra : le passant contiendra d'autant plus de particules de diamètres D_S que $Q(D_S)$, caractéristique du géotextile, sera grand, mais aussi d'autant plus que le milieu granulaire à tamiser en contiendra (ce qui entraîne une modification du D_F^{95}). C'est la raison pour laquelle il faut être très rigoureux et constant dans le choix du sol à granulométrie étalée.

Dans le sous-chapitre (C.V.2.4), nous montrerons, à l'aide de la théorie proposée, les divergences numériques entre D_F^{95} et D_F^{98} .

IV.1.3 : Energie de tamisage :

L'énergie qui force les grains à passer au travers du géotextile est obtenue soit par vibration, soit par un courant d'eau.

Pour un type d'énergie choisi, on se limitera à un taux n'entraînant pas de destruction de la structure fibreuse, et la durée de l'essai sera telle que la masse de passant sera stabilisée.

Il reste le problème de l'équivalence des énergies de tamisage relatives à différents modes opératoires. Dans l'état actuel des choses, nous n'avons pu que comparer (tableau C2), les ouvertures maximales obtenues par plusieurs méthodes sur plusieurs géotextiles.

C.IV.2 - MODES OPERATOIRES DIFFERENTS :

IV.2.1 : Tamisage à sec :

La méthode, de ce type, la plus connue est celle recommandée par le Corps des Ingénieurs US Army. C'est l'"équivalent opening size" (EOS) : 1 590 g/m² de billes de verre, appartenant à une même classe standard, sont tamisés durant vingt minutes (fréquence 50Hz, amplitude 3mm). Le tamis géotextile fait 0,20 m de diamètre (Calhoun -(6)- Steward -(48)- Haliburton -(19)-).

Le D_F^{95} (appelé souvent EOS) correspond à la définition vue plus haut.

Le laboratoire de Delft propose une variante de cet essai (Ogink -(36)-). Cependant il propose D_F^{98} comme paramètre car il remarque que la durée de vibration affecte le D_F^{95} .

Rollin, dans un rapport interne pour l'ASTM, a montré qu'il était difficile d'obtenir une même énergie de vibration pour des tamis de géotextile empilés sur le même bâti de vibration.

Par ailleurs, Schaal -(40)- a montré la différence obtenue sur $Q(D_S)$ entre un tamisage classe par classe et un tamisage sur un ensemble de billes de verre à granulométrie étalée (fig. C16) :

L'histogramme obtenu classe par classe montre logiquement une probabilité de passage décroissante lorsque le diamètre des billes de verre augmente.

Par contre le diagramme obtenu avec un ensemble de billes à granulométrie continue fait apparaître un diamètre de bille optimum, un piégeage interne des billes de petit diamètre dont la probabilité de passage est plus faible que pour des billes de 50 μ de diamètre et curieusement une probabilité de passage supérieure pour les billes de gros diamètre ($D_F^{95} \approx 90\mu$: classe par classe - $D_F^{95} \approx 200\mu$ granulométrie étalée). Il apparaît donc que pour un sol à granulométrie étalée, il y a interférence des différentes classes entre elles et l'on préfère le tamisage classe par classe.

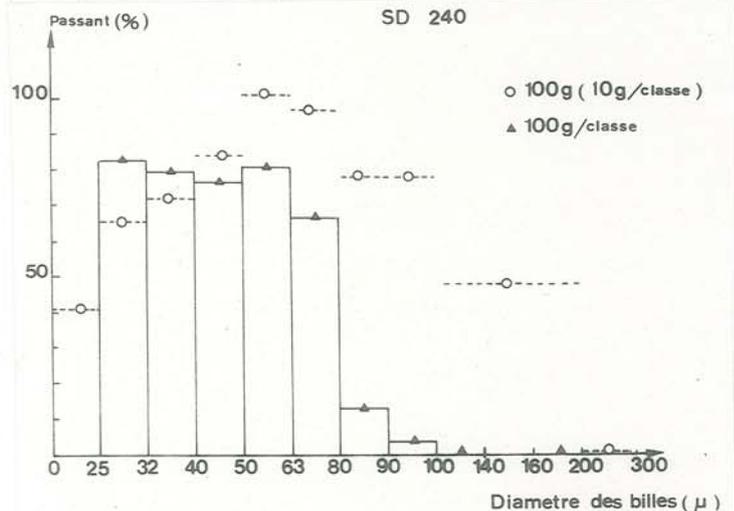


Fig. C16 : Tamisage de billes à travers un SD 240 en fonction de leur diamètre (Schaal)

IV.2.2 : Ecoulement alterné :

Cette méthode a été développée parallèlement au CEMAGREF par Fayoux-Loudières -(10)- et au BAW par List -(28)-, en s'inspirant du comportement d'un géotextile sur talus soumis au battillage.

Pour l'essai CEMAGREF, le tamis textile de 0,30m de diamètre est alternativement plongé de 0,12m dans un réservoir d'eau puis ressorti. Les tamis sont accrochés à une roue tournant à 1,6 tour par minute. L'essai dure 24 heures. Le géotextile est chargé de 31 120 g/m² de sol à granulométrie continue et très étalée ($D_S^{95} = 650\mu$, $D_S^{50} = 130\mu$, $U_S = 60$). Une étude comparative -(30)- a permis de montrer que le D_F^{95} était peu sensible à une modification des conditions d'essai (tableau C1). Par contre l'histogramme du passant est logiquement sensiblement différent (variation du D_F^{50}) suivant la granulométrie du sol initial utilisé (fig. C17).

IV.2.3 : Ecoulement d'une eau chargée :

L'eau contenant en suspension une certaine concentration de particules s'écoule au travers d'un géotextile. On évalue la masse relative de particules traversant la nappe.

Cette méthode a été utilisée par Burguière -(5)- sol à granulométrie continue et mesure granulométrique par granulomètre à laser), par Atmatzidis et al -(1)- et Schaal-Gielly -(40)- vidange au travers d'un géotextile d'une eau chargée en billes de verre, en procédant classe par classe).

TABLEAU C1

Géotex- tile	durée essai	sol	D_{s60}/D_{s10}	poids de sol par panier Kg	immersion maximale des paniers cm	D_F^{97}	D_F^{95}	D_F^{90}
A SD 290	24h	1	60	2,2	10	50	47	41
	24	2	13,3	2,2	10	52	48	43
	24	3	5,8	2,2	10	53	50	45
	7	1		2,2	10	47	43	38
	16	1		2,2	10	45	43	38
	24	1		1,1	10	55	49	44
24	1		0,7	10	53	48	38	
B SD 400	24	1	vitesse double	2,2	10	53	48	37
	17	1		2,2	10	47	44	37
	24	1		2,2	10	55	49	43
	24	1		0,7	10	55	50	44
	24	2		2,2	10	55	42	36
effet du niveau C SD 290 (autres échantillons)	24	1			14 cm	96	92	60
	24	1			12 cm	94	90	60
	24	1			8 cm	100	95	60

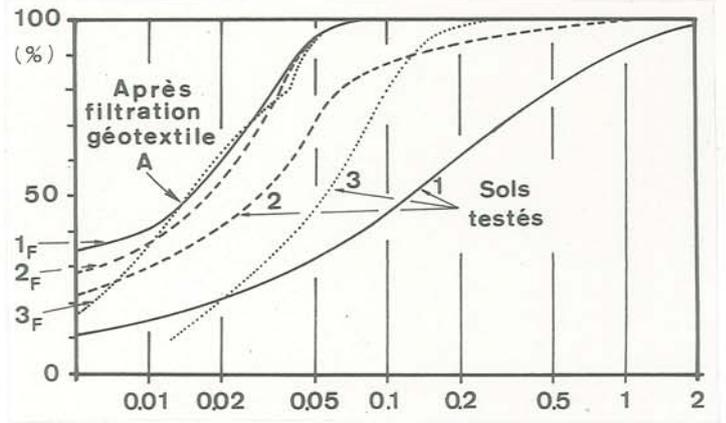


Fig. C17 : Tamisage par écoulement alterné - Granulométrie du sol initial et du passant pour le géotextile A - (tableau C1) CEMAGREF - (30) -

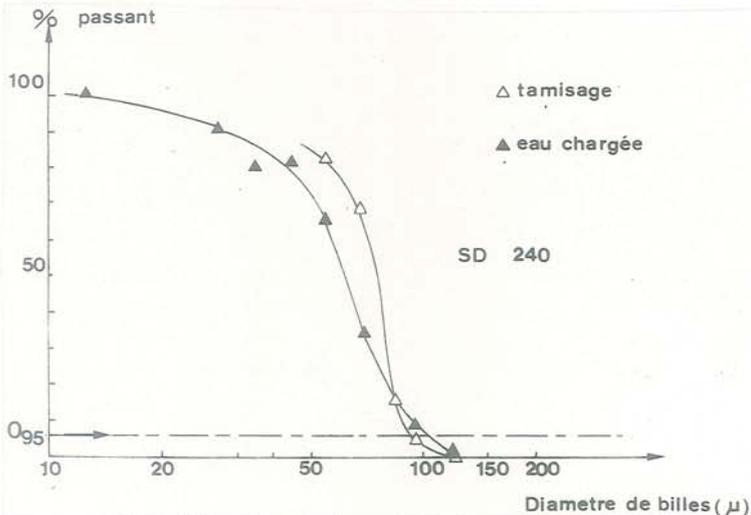


Fig. C18 : Comparaison des 2 types de mesure d'ouverture des pores (Schaal)

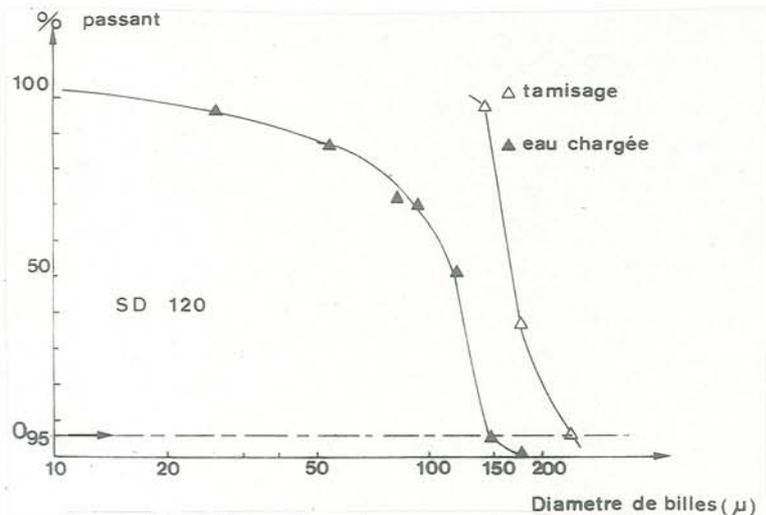


Fig. C19 : Comparaison des 2 types de mesure d'ouverture des pores (Schaal)

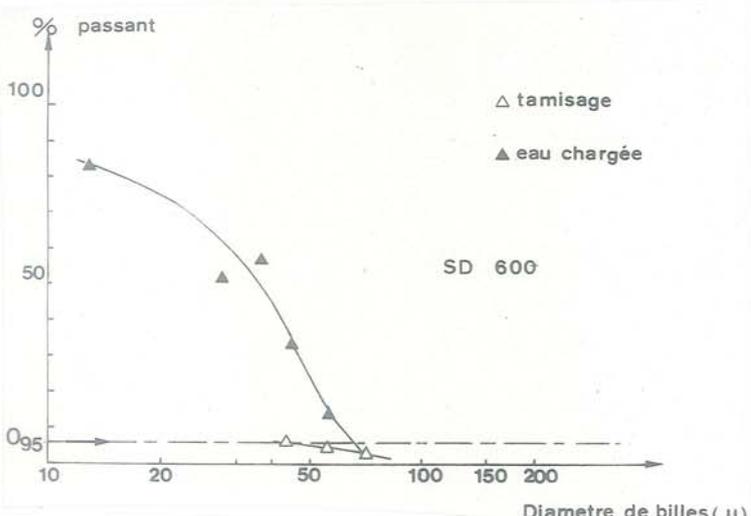


Fig. C20 : Comparaison des 2 types de mesure d'ouverture des pores (Schaal)

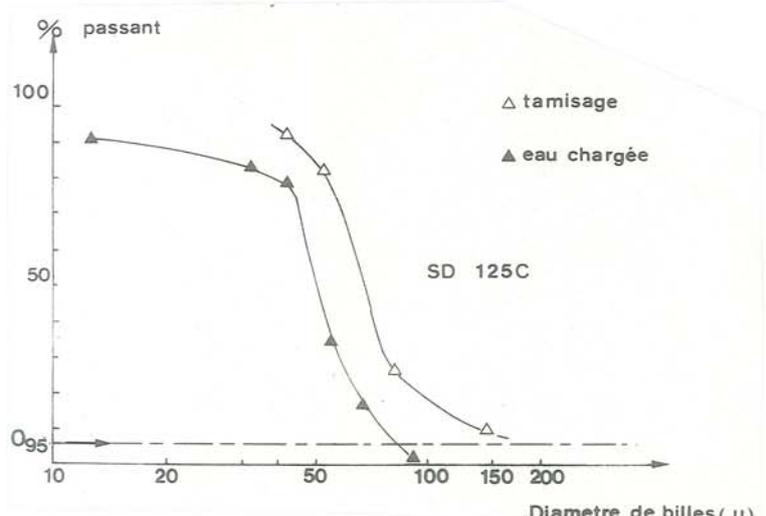


Fig. C21 : Comparaison des 2 types de mesure d'ouverture des pores (Schaal)

Schaal a effectué en parallèle des essais de tamisage à sec et d'eau chargée, classe par classe, et sur les mêmes géotextiles.

De cette double série d'essais, nous avons tiré les conclusions suivantes :

* L'écoulement d'eau chargée reproduit sans doute mieux les conditions de passage d'un grain au travers d'un textile en filtration qu'une opération de tamisage à sec.

Pour un *non-tissé aiguilleté* de masse surfacique μ (donc épaisseur b_g) moyenne (200 à 400 g/m²), les deux méthodes semblent donner des résultats comparables (fig. C18 : SD 240). Pour un aiguilleté mince (fig. C19 : SD 120), l'ouverture maximale est majorée par tamisage à sec, alors que pour un aiguilleté épais (fig. C20 : SD 600), les billes en vibration sont toutes piégées par le textile.

La méthode de tamisage à sec paraît donc inutilisable pour les non-tissés aiguilletés : Alors que l'énergie imprimée à une bille en écoulement fluide est quasi-constante puisque proportionnelle à la vitesse fluide (la probabilité de pénétration d'une bille, sur un incrément d'épaisseur Δb_g , est indépendante de la position actuelle de la bille dans l'épaisseur du géotextile), l'énergie de vibration se dissipe par frottement lorsque la bille est dans l'épaisseur du textile (SD 600). Le passage d'une bille par vibration sera très sensible à la tortuosité du chemin suivi. De plus, les billes ($D_s < 30\mu$) se collent électrostatiquement aux fibres -(40)-.

Par contre l'énergie de vibration apparaît surdimensionnée lorsque le textile est aiguilleté mince, elle tend à écarter les fibres et à "ouvrir" les pores : pour le SD 120, on obtient une probabilité de passage de 100% par vibration pour des particules de 150 μ qui est la valeur du 0⁹⁵ pour un écoulement d'eau chargée.

Pour un *non-tissé lié chimiquement*, mince (fig. C21 : SD 125 C), le tamisage à sec semble constituer une méthode intéressante. Le tamisage à sec était d'ailleurs initialement une méthode utilisée pour les tissés.

C.IV.3 - CHOIX D'UN MODE OPERATOIRE :

La méthode de tamisage à sec paraît acceptable pour tous les géotextiles dont les liaisons interfibres sont fixes et l'épaisseur faible, mais on la déconseillera dans les autres cas.

Nous retiendrons la méthode par écoulement alterné qui semble présenter les mêmes garanties que l'écoulement d'eau chargée, tout en étant de mise en oeuvre plus élémentaire.

Le tableau C2 montre les résultats obtenus pour le même géotextile par plusieurs modes opératoires, d'après différents auteurs. A l'examen de ce tableau, il apparaît actuellement difficile de définir une équivalence entre les différents modes opératoires. En particulier il n'apparaît pas possible de classer les méthodes suivant l'énergie imprimée aux grains, la transmission de l'énergie globale de tamisage aux grains étant fonction de la structure du géotextile.

On notera cependant que le taux d'énergie de l'ensemble de ces essais de tamisage est élevé et correspond à des conditions d'utilisation du géotextile particulièrement sévères. L'ouverture maximale ainsi définie constituera une borne supérieure de l'ouverture effective in situ, et ce d'autant plus que la compression σ_M du textile entraînera une diminution de l'ouverture. Nous reviendrons sur ce point au chapitre suivant.

TABLEAU C2 - VALEUR DES PARAMETRES DE FILTRATION SUIVANT LE MODE DE TAMISAGE

Référence	Géotextile	n (%)	b _g (mm)	$0^{50}, D_F^{50}$ (μ)	$0^{90}, D_F^{90}$ (μ)	$0^{95}, D_F^{95}$ (μ)	$0^{98}, D_F^{98}$ (μ)	Mode Opératoire	(0) Sol initial classe 1	(D _F) Etalé
-(40)- -(40)-	SD 125 C (Sodoca)	90	1,4	50 71	80 150	90 200	95 > 200	Eau chargée Tamisage à sec	x x	
-(40)- -(40)-	SD 120	93	1,9	120 170	145 > 200	150 > 200	170 > 200	Eau chargée Tamisage à sec	x x	
-(40)- -(40)- -(10)-	SD 240	90,5	2,8	63 80	90 85	100 90 50	110 100 (110)	Eau chargée Tamisage à sec Ecoulement alterné	x x	x
-(40)- -(40)- -(10)-	SD 600	86	4,8	36	60	65 42 40	70 70 (70)	Eau chargée Tamisage à sec Ecoulement alterné	x x	x
-(40)- -(10)-	BD 150 (Bidim)	92	1,35	90 25	155 105	165 130	180 160	Eau chargée Ecoulement alterné	x	x
-(40)- -(52)- -(19)- -(10)-	BD 280	90,5	2,15	80 128 35	95 138 95	110 180 105	130 200 110	Eau chargée Tamisage à sec Tamisage à sec Ecoulement alterné	x x x	x
-(40)- -(10)-	BD 550	90,5	4,2	55 15	75 45	80 50	85 80	Eau chargée Ecoulement alterné	x	x
-(52)- -(10)-	TP 270 (Tylar)	54	0,65	15	35	65 40	85 60	Tamisage à sec Ecoulement alterné	x	x
-(52)- -(10)-	TP 120			30	175 103	190 108	220 120	Tamisage à sec Ecoulement alterné	x	x
-(10)-	TM 70 (Terram)			200	350 98	118	160	Tamisage à sec Ecoulement alterné	x	x
-(10)-	TM 110	0,78	0,55	120	180 97	108	115	Tamisage à sec Ecoulement alterné	x	x
-(10)-	TM 140	0,785	0,7	70	100 95	100	110	Tamisage à sec Ecoulement alterné	x	x
-(10)-	TM 190	0,76	0,9	40	60 85	95	98	Tamisage à sec Ecoulement alterné	x	x
-(10)-	TM 230	0,765	1,1	30	50 50	80	90	Tamisage à sec Ecoulement alterné	x	x
-(10)-	TM 260	0,76	1,2	20	40 38	50	63	Tamisage à sec Ecoulement alterné	x	x

(x : type d'essai effectué)

C.V - RELATION THEORIQUE ENTRE POROMETRIE ET TAMISAGE

Nous devons l'idée initiale de la théorie que nous proposons ici à Silveira, et à son étude sur les milieux granulaires -(46)-. Parallèlement à nos travaux, se situent les recherches de Wittmann sur les milieux granulaires -(53)- puis sur les géotextiles -(54)-, mais la voie suivie n'est pas la même.

C.V.1 - NOTION DE PROBABILITE DE PASSAGE :

Considérons une section de géotextile, normale à la direction moyenne du passage des particules et étudions le problème bidimensionnel du passage d'une particule sphérique de diamètre D_s au travers de cette section.

Le problème étant bidimensionnel, la vitesse de la particule ne peut être que normale à la section. Ceci revient à considérer une épaisseur de géotextile b_1 (épaisseur prise normale à la section) pour laquelle les pores peuvent être identifiés à des tubes de section constante et d'axe normal à la section. L'épaisseur b_1 maximale de géotextile pour laquelle cette hypothèse est admissible sera appelée *épaisseur unitaire* de géotextile.

V.1.1. : Géotextile d'épaisseur unitaire b_1 :

Nous reprenons les données du sous-chapitre (C.II.1.2) :

Supposons connue la distribution des pores d'une section de textile, soit par analyse morphométrique, soit par mesure directe à l'analyseur d'image, soit par toute autre méthode de comptage :

Le pourcentage de pores de diamètre ($d < d^y$) est égal à

$$\{14'\} \quad y/100 = P(d < d^y) = 1 - P(d \geq d^y)$$

$$\text{Donc} \quad P(d \geq d^y) = 1 - y/100$$

$$\text{Mais} \quad P(d \geq d^y) = \frac{Q(d^y)}{Q(0)} = \frac{Q(d^y)}{n}$$

$Q(d^y)$, avec les hypothèses exposées en (C.II.1.2), est égal à la probabilité pour qu'un cercle, de centre quelconque dans la section, et de rayon d^y , soit inclus entre les fibres.

Pour définir la probabilité de passage d'une particule de diamètre D_s au travers de la section, il suffit d'identifier :

$$D_s = d^y$$

$$\{19\} \quad Q(D_s = d^y) = n \cdot (1 - y/100)$$

On constate logiquement que la probabilité de passage diminue, lorsque la porosité n et le pourcentage $(1 - y/100)$ de pores ($d \geq d^y$) diminuent.

La probabilité de passage ainsi calculée correspond à une particule isolée, sans dépendance vis-à-vis d'autres particules (textile vierge, à moins de supposer une modification de la distribution des pores $y = f(d^y)$ par colmatage).

Cette théorie sera donc applicable aux expériences de tamisage sur géotextiles puisque une des conditions d'essai était que le passage d'une bille devait être un événement indépendant (C.IV.1) : masse à tamiser suffisamment faible pour éliminer tout risque d'interaction entre particules, ou écoulement alterné libérant les particules piégées, entre deux cycles.

V.1.2 : Géotextile d'épaisseur $N.b_1$:

Considérons schématiquement qu'un géotextile épais est constitué d'un empilement de N nappes identiques d'épaisseur unitaire b_1 :

$$b_g = N.b_1$$

D'après cette définition, N doit être entier. En fait rien ne s'opposera à une interpolation dans les cas pratiques.

$$\{19\} \quad N = 1 \quad Q(D_s = d^y) = n \cdot (1 - y/100)$$

$$\{20\} \quad N > 1 \quad Q(D_s = d^y) = (n \cdot (1 - y/100))^N = (n \cdot (1 - y/100))^{b_g/b_1}$$

en supposant l'indépendance d'une nappe unitaire par rapport aux autres.

La probabilité de passage diminue donc exponentiellement avec l'épaisseur de géotextile considérée.

Cette méthode est utilisable pour interpréter des expériences de tamisage, puisque le passage d'une particule est indépendant de celui des autres particules. C'est ce que nous proposons au sous-chapitre (C.V.3) suivant. Par contre l'utilisation de cette méthode pour des expériences de filtration serait beaucoup plus laborieuse, puisqu'il faudrait envisager le blocage d'une particule par d'autres particules piégées entre les fibres, et donc procéder par incréments.

V.1.3 : Détermination de l'ouverture :

$$\{18\} \quad 0 \leq 100 \{1 - Q(D_s)\} = D_s$$

est l'ouverture du géotextile $0^{100} (1 - Q)$, avec Q probabilité de passage au travers de l'épaisseur b_g de géotextile d'une particule de diamètre D_s .

On peut ainsi obtenir théoriquement une ouverture quelconque du géotextile, à partir de la relation {20} :

$$\{21\} \quad 0 \leq 100 \{1 - (n \cdot (1 - y/100))^N\} = d^y = D_s$$

La détermination d'une ouverture quelconque du géotextile nécessite la connaissance de :

- * la porosité n et l'épaisseur b_g du géotextile
- * l'épaisseur b_1 de la nappe unitaire
- * la distribution des pores $y=f(d^y)$ dans une section parallèle au plan de la nappe

On appliquera {21} à la détermination de l'ouverture maximale du géotextile :

$$0^{\max} = 0^{100} \iff Q(D_s) = 0$$

En fait (C.IV.1), pour des raisons expérimentales, on considère 0^{95} au lieu de 0^{\max} , dont la détermination pratique serait délicate.

$$0^{95} \iff Q(D_s) = 0,05$$

On pourra utiliser {21} de plusieurs manières :

* détermination de l'ouverture O^δ , à épaisseur de géotextile fixée

avec $Q = 1 - \delta/100$

{22} $y/100 = 1 - 1/n (1 - \delta/100)^{1/N}$

$O^\delta = D_s = d^y = f^{-1}(y)$

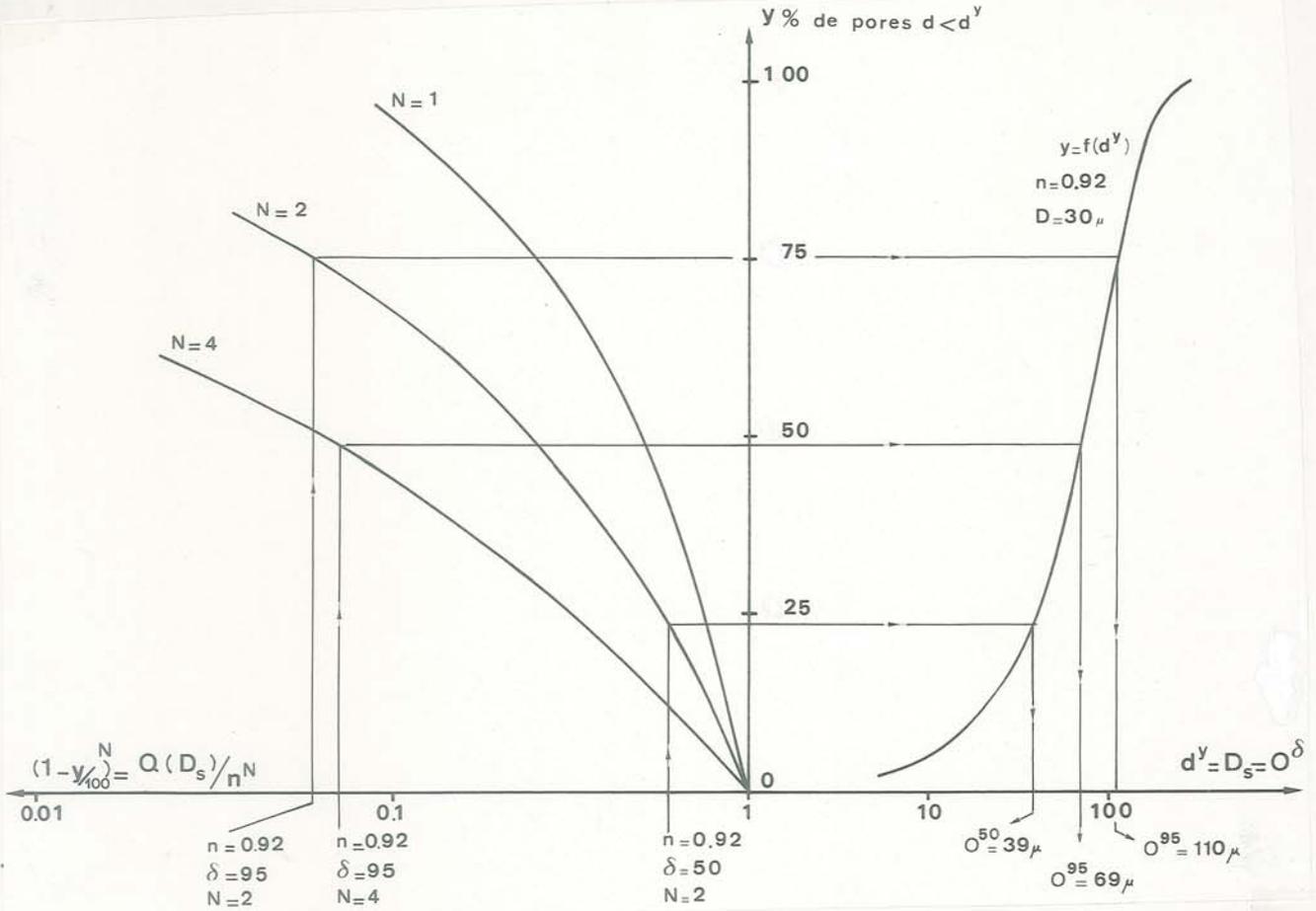


Fig. C22 : Détermination théorique des ouvertures d'un géotextile

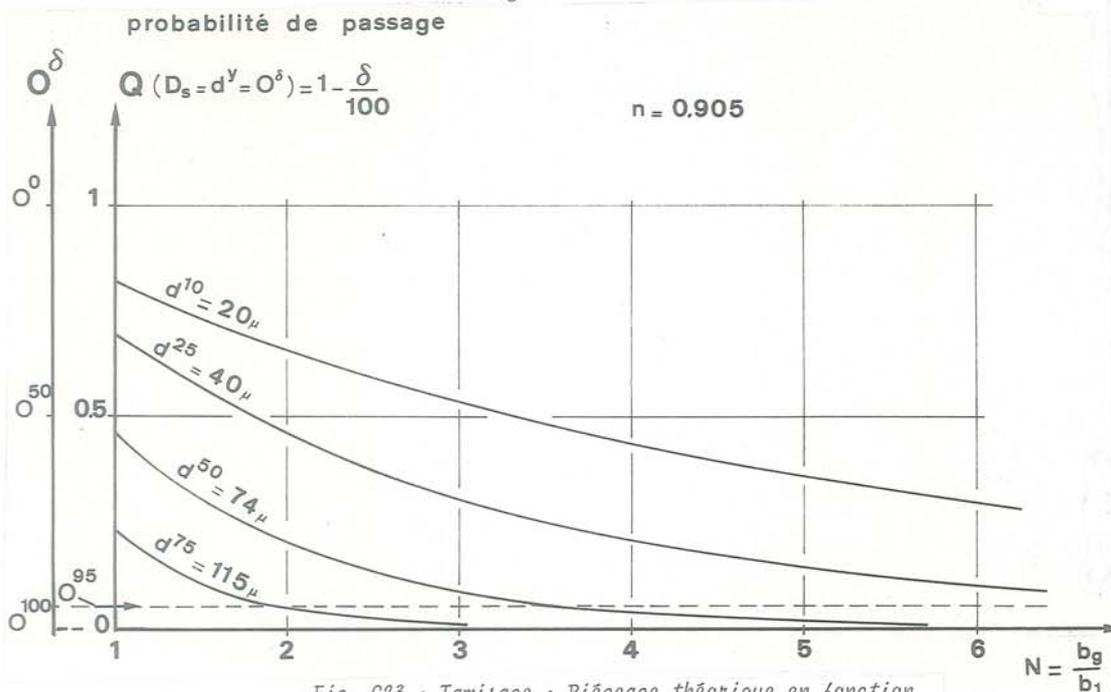


Fig. C23 : Tamisage : Piégeage théorique en fonction de l'épaisseur traversée

* détermination de l'épaisseur de géotextile correspondant à une ouverture O^δ fixée :

$$O^\delta = D_s = d^y \rightarrow y = f(d^y)$$

$$\{23\} b_g = \frac{\text{Log}(1 - \delta/100)}{\text{Log} n + \text{Log}(1-y/100)} \cdot b_1$$

* détermination "inverse" de la distribution des pores :

La détermination expérimentale, par tamisage, de $O^\delta = d^y$ (histogramme du passant classe par classe) pour un géotextile donné (n, N fixés) permet d'obtenir :

$$\{24\} \left(\frac{y}{100}\right)_{\text{exp.}} = 1 - \frac{1}{n} \left(1 - \frac{\delta}{100}\right)^{1/N} \rightarrow d^y = O^\delta$$

C.V.2 - APPLICATION AU CAS D'UN NON-TISSE AIGUILLETÉ :

Nous avons appliqué la théorie proposée au cas du BD, un géotextile pour lequel nous disposons de la distribution porométrique ($y = f(d^y)$, sous compression nulle $\sigma_N = 0$) et de résultats de tamisage pour plusieurs épaisseurs de géotextile.

Nous disposons uniquement de la distribution des pores suivant une section normale au plan du géotextile, alors que la distribution des pores intervenant ici est celle correspondant à une section parallèle au plan de la nappe. Le géotextile n'étant pas isotrope, la distribution ne sera pas identique pour les deux plans, mais en l'absence de renseignements complémentaires, nous utiliserons celle définie (fig. C8) pour le BD 280.

Pour le BD 150 et le BD 550 nous admettrons même structure pour des épaisseurs différentes.

V.2.1 : Principe Général :

La fig. C22 donne le principe de la méthode. La fonction distribution de pore ($y = f(d^y)$) est celle du BD (fig. C8) mais l'extension de l'abaque à tout autre textile nécessite seulement la connaissance de sa distribution porométrique ou pour la méthode "inverse" {24} la connaissance de l'histogramme obtenu en tamisage.

Un tel abaque permet de retrouver :

* L'histogramme du passant classe par classe pour une épaisseur donnée de géotextile.

Pour $N = 1$ (épaisseur unitaire) la probabilité de passage d'une particule $D_s = d^y$ est égale au pourcentage $(1-y/100)$ de pores de diamètre ($d \geq d^y$) multiplié par la porosité n :

$$Q = \left(1 - \frac{\delta}{100}\right) = (1 - y/100) \cdot n$$

Pour $N = 2$ $Q = 0,05$ $O^{95} = 110\mu$
 $Q = 0,50$ $O^{50} = 39\mu$

* La variation de l'ouverture avec l'épaisseur de géotextile

Pour $Q = 0,05$ $N = 2$ $O^{95} = 110\mu$
 $N = 4$ $O^{95} = 69\mu$

V.2.2 : Influence de l'épaisseur du géotextile :

La fig. C 23 qui correspond à :

$$Q(d^y) = \{(1 - y/100) \cdot n\}^N$$

montre plus clairement le mécanisme du piégeage : Q est la probabilité de passage d'une particule de dia-

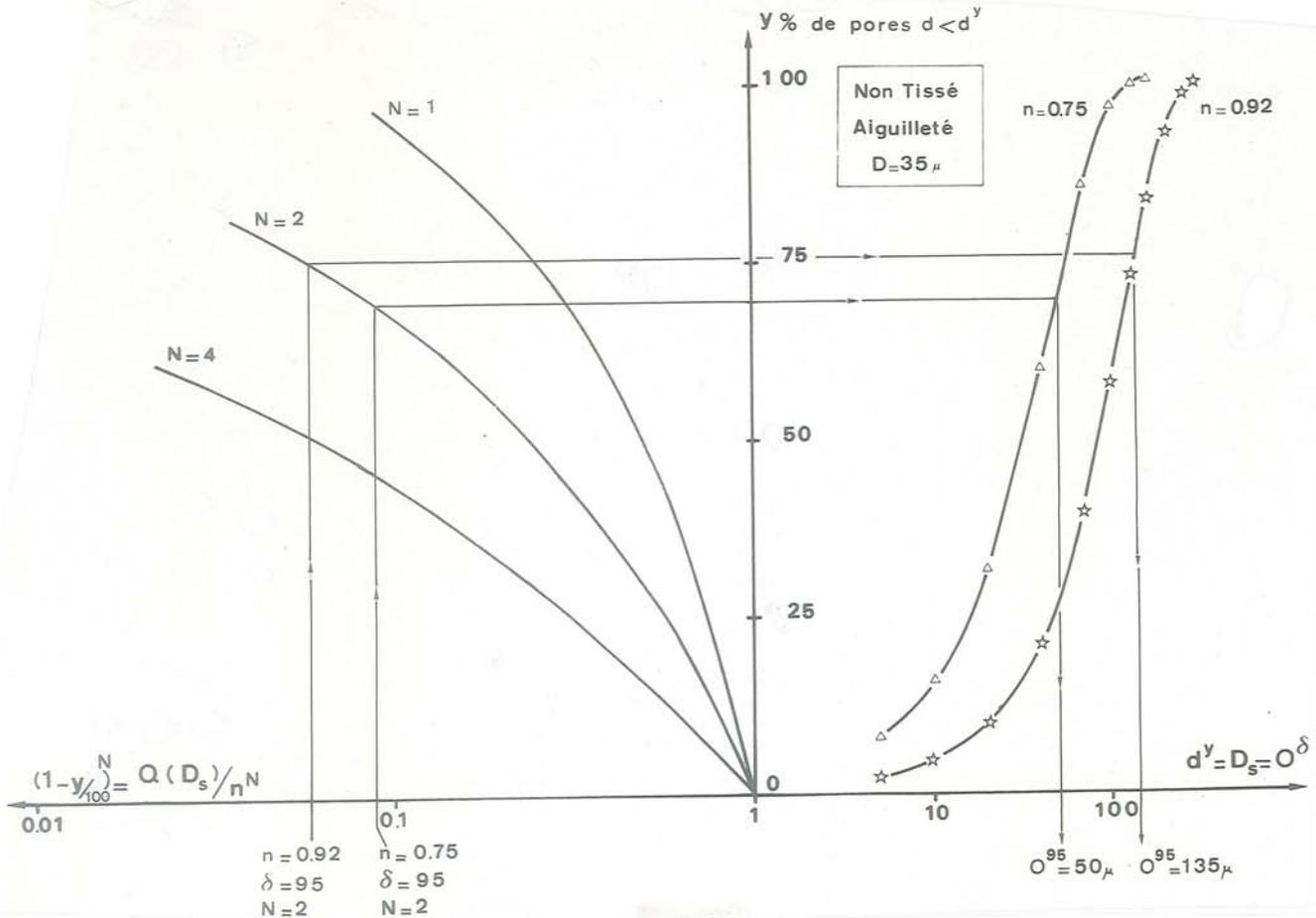


Fig. C24 : Influence théorique de la compression sur les ouvertures du géotextile

mètre d^y . On constate que cette probabilité décroît vite avec l'épaisseur, même pour une particule fine.

Pour N fixé, on obtient, par intersection avec les courbes iso- d^y , l'histogramme du passant classe par classe pour $b_g = Nb_1$.

Pour Q fixé, on obtient, par intersection avec les courbes iso- d^y , la variation de 0^{100} ($1-Q$) avec l'épaisseur.

Remarquons que la méthode est utilisable pour un multicouche (1) + (2) :

$$Q(d^y) = \{(1-y_1/100) \cdot n_1\}^{N_1} \cdot \{(1-y_2/100) \cdot n_2\}^{N_2}$$

L'ordre des couches n'intervient pas sur l'ouverture globale mais notons que ceci ne présage pas du comportement en filtration : suivant la succession des couches, le blocage des particules se fera à différents niveaux.

V.2.3 : Influence de la compression σ_N sur le géotextile :

Nous considérerons que la distribution des pores sous compression peut encore être estimée par l'analyse morphométrique.

* Sur la fig. C24 semblable à la fig. C22, nous avons tracé la distribution des pores déterminé par analyse morphométrique {14} pour $n = 0,92$ ($\sigma_N = 0$) et $n = 0,75$ ($\sigma_N \approx 350$ kPa).

L'exploitation graphique est du même type que précédemment.

L'absence de résultats expérimentaux de tamisage sous compression ne nous permet pas de prévoir l'évolution de l'épaisseur unitaire b_1 en fonction de la compression.

Pour un même $N = 2$

$$n = 0,92 \quad 0^{95} = 135\mu \quad (\sigma_N = 0)$$

$$n = 0,75 \quad 0^{95} = 50\mu \quad (\sigma_N = 350 \text{ kPa})$$

La distribution des pores est différente du cas de la fig. C22 puisque $D = 35\mu$ au lieu de 30μ (à même n , le géotextile est plus ouvert).

On constate donc une variation rapide de l'ouverture du géotextile pour les non-tissés aiguilletés qui sont très compressibles.

* Sur la fig. C25 nous donnons la variation de 0^{95} en fonction de l'épaisseur pour les 2 porosités considérées précédemment.

Giroud (16) a proposé d'appliquer empiriquement aux ouvertures maximales 0^{95} le même mode de variation que celui du diamètre des pores (C.III.2)

$$\frac{(d^y + D)_{n_2}}{(d^y + D)_{n_1}} = \sqrt{\frac{1 - n_1}{1 - n_2}} \quad \Rightarrow$$

Giroud :

$$\frac{(0^{95} + D)_{n_2}}{(0^{95} + D)_{n_1}} = \sqrt{\frac{1 - n_1}{1 - n_2}} = \beta$$

dans notre cas $n_1 = 0,92$ $n_2 = 0,75 \Rightarrow \beta = 0,566$

Cette approximation semble surestimer l'ouverture du géotextile sous compression.

V.2.4 : Influence du mode opératoire (0^{95} et D_F^{95}) :

En (C.IV.1.1) nous avons montré qu'il était théoriquement erroné d'assimiler le D_F^{95} du passant dans un test de tamisage sur sol étalé (mesure type CEMAGREF) au 0^{95} obtenu par tamisage classe par classe (mesure type EOS).

Nous allons, à l'aide de la théorie proposée, traiter un exemple numérique visant à estimer l'écart entre ces 2 paramètres. Nous considérerons l'exemple des figures C 24 et C25 (non-tissé aiguilleté, $D = 35\mu$, $n = 0,92$ et $0,75$).

Soit un sol de granulométrie comprise entre 0 et 300μ , possédant un pourcentage massique de particules égal pour chaque classe de 10μ :

L'équation de la courbe granulométrique est :

$$\frac{z}{100} = \frac{D_S^z - D_S^{\min}}{D_S^{\max} - D_S^{\min}}$$

Soit m_s la masse par unité de surface de nappe de particules pour chaque classe de 10μ . Nous supposons que, pour tout diamètre, l'ensemble de la masse m_s a possibilité de passage au travers du géotextile, sans interférence des particules entre elles. Nous sommes alors dans les conditions permettant une mesure correcte de l'ouverture maximale ($\mu_s = 30 \cdot m_s$).

* Tamisage classe par classe :

Les diamètres des particules de la classe ($D_s - 10\mu, D_s$) sont identifiés à D_s .

La masse de passant pour la classe ($d^y - 10\mu, d^y$) avec ($d^y = D_s$) est égale à :

$$m_s \cdot Q(D_s = d^y)$$

L'ouverture "maximale" 0^{95} correspond à $Q(D_s) = 0,05$.

* Tamisage du sol global (granulométrie étalée) :

$$\mu_F = \frac{d^y = d^{\min}}{\sum_{d^y = d^{\max}} \{m_s \cdot Q(D_s = d^y)\}}$$

D_F^{95} correspond aux 5% en masse du passant. $D_F^{95} = d^y$ est la solution de :

$$\frac{d^y = D_F^{95}}{\sum_{d^y = d^{\max}} \{m_s \cdot Q(D_s = d^y)\}} = 0,05$$

$$\frac{d^y = d^{\min}}{\sum_{d^y = d^{\max}} \{m_s \cdot Q(D_s = d^y)\}}$$

Sur la fig. C26 nous avons tracé les résultats obtenus :

Pour la porosité $n = 0,92$ forte, D_F^{95} constitue une bonne approximation de 0^{95} . Par contre, il y a nette divergence pour une porosité $n = 0,75$.

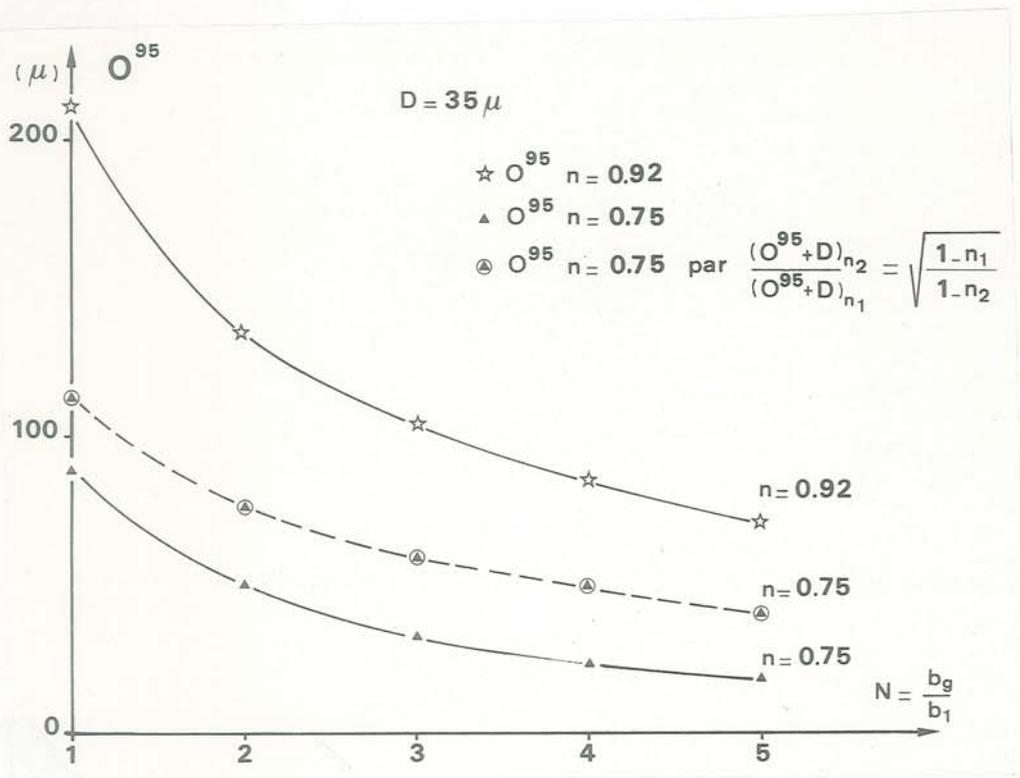


Fig. C25 : Variation théorique de l'ouverture maximale avec la porosité et l'épaisseur

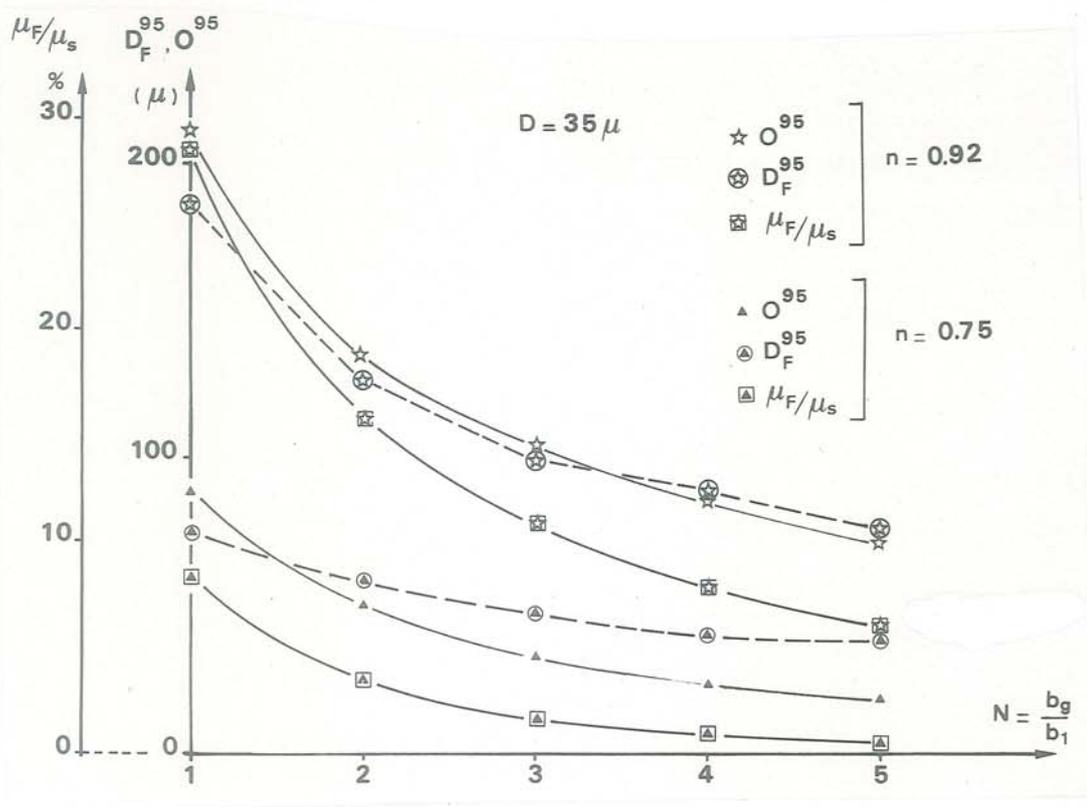


Fig. C26 : Erreur due à l'approximation $O^{95} = D_F^{95}$

Nous donnons aussi les masses relatives (μ_F/μ_S) de passant (sol à granulométrie étalée) : on constate que ces masses décroissent très vite lorsque l'épaisseur et la compression augmentent, ce qui implique de tester des surfaces importantes de géotextile pour obtenir une précision suffisante, pour les géotextiles épais ou serrés.

V.2.5 : Détermination de l'épaisseur unitaire b_1 :

$N = b_g/b_1$ correspond au nombre d'évènements successifs (rencontre avec une section) pour une particule traversant le géotextile (voir en C.V.1).

Une première solution consiste à faire une hypothèse sur b_1 : Silveira -(46)- propose de prendre pour épaisseur unitaire le diamètre moyen des particules granulaires et Wittmann -(53,54)- reprend cette idée. Nous pensons que cette hypothèse n'est plus justifiée pour les géotextiles, car les diamètres de pores ne sont pas directement corrélables aux diamètres de fibres et d'ailleurs fréquemment beaucoup plus grands.

Nous avons préféré, sur le peu de valeurs expérimentales à notre disposition, utiliser la méthode inverse :

$$\{23\} \frac{b_g}{b_1} = N = \frac{\text{Log } Q(d^y)}{\text{Log } (1-y/100) + \text{Log } n}$$

Il suffit donc théoriquement d'une expérience de tamisage sur une seule classe (d^y) de particules, et de la connaissance de la distribution des pores ($y = f(d^y)$) pour déterminer b_1 (tableau C2).

$$\text{BD } 150 \quad n = 0,92 \quad b_g = 1,35 \text{ mm} \quad 0^{95} = 165\mu \rightarrow N=1,5 \rightarrow b_1=0,90\text{mm}$$

$$\text{BD } 280 \quad n = 0,905 \quad b_g = 2,15 \text{ mm} \quad 0^{95} = 110\mu \rightarrow N=2,6 \rightarrow b_1=0,83\text{mm}$$

$$\text{BD } 550 \quad n = 0,905 \quad b_g = 4,20 \text{ mm} \quad 0^{95} = 80\mu \rightarrow N=4,25 \rightarrow b_1=1,01\text{mm}$$

Quoique ces résultats ne soient qu'approximatifs, puisque l'on ne connaît que la distribution des pores suivant un plan normal au plan du géotextile, et non suivant ce plan, et que le BD 150 ne présente pas la même porosité que les deux BD plus épais, on constate que l'épaisseur unitaire b_1 est largement supérieure au diamètre des fibres.

Le fait que les valeurs de b_1 déterminées à partir des 3 textiles de même structure soient très voisines, paraît confirmer la validité de ce paramètre. La masse surfacique unitaire est de l'ordre de $\mu_1 = 100 \text{ g/m}^2$.

Il resterait aussi à tester la sensibilité de b_1 à l'échelle du problème : la "tortuosité" apparente d'un pore croît lorsque D_s décroît : il se pourrait donc que b_1 diminue lorsque D_s décroît.

CONCLUSION

Le choix d'un filtre géotextile se fait en fonction de critères, qui feront l'objet du chapitre D. Ces critères font appel à la notion d'"ouverture maximale" du géotextile. Nous avons montré dans ce chapitre que la notion d'"ouverture" était plus dense que la notion de diamètre des pores. Nous avons montré les modes opératoires les plus satisfaisants pour l'évaluer.

A l'aide d'une théorie probabilistique, nous avons retrouvé un certain nombre de résultats trouvés expérimentalement et montré l'influence de l'épaisseur, de la compression et du mode opératoire sur la valeur de l'ouverture maximale du géotextile.

Notons enfin que les écarts entre 0^{95} et D_F^{95} expérimentaux (tableau C2) ne peuvent s'expliquer uniquement par la différence de granulométrie initiale du sol à filtrer, mais aussi par la différence du mode de filtration : tamisage à sec ou écoulement. L'expérience d'"écoulement alterné" donne effectivement une valeur de D_F^{95} systématiquement inférieure au 0^{95} .

D - POUVOIR FILTRANT D'UN GEOTEXTILE

D.I.	: COMPORTEMENT GENERAL D'UN GEOTEXTILE EN FILTRATION	
D.II.	: CRITERE DE RETENTION	
D.II.1.	: INFLUENCE DU GEOTEXTILE.....	65
D.II.2.	: INFLUENCE DU SOL.....	65
D.II.3.	: INFLUENCE DE LA MISE EN OEUVRE ET DE LA FONCTION DU GEOTEXTILE.....	66
D.II.4.	: SYNTHÈSE DES CRITÈRES DE RETENTION.....	66
D.III.	: CRITERE DE PERMEABILITE	
D.III.1.	: DÉFINITION D'UN CRITÈRE POUR GEOTEXTILES.....	68
D.III.2.	: CRITÈRES PROPOSÉS PAR DIFFÉRENTS AUTEURS.....	68
D.III.3.	: ESTIMATION DE LA PERMEABILITE D'UN NON-TISSÉ COLMATÉ.	69
D.III.4.	: STRUCTURE D'UN GEOTEXTILE COLMATÉ.....	71
D.III.5.	: GEOTEXTILES UTILISÉS COMME DRAINS.....	72
D.IV.	: ANALYSE DE QUELQUES CAS EXPERIMENTAUX DE FILTRATION	
D.IV.1.	: CONDITIONS DE FILTRATION EXTRÊMEMENT CRITIQUES.....	73
D.IV.2.	: CONDITIONS DE FILTRATION TRÈS CRITIQUES.....	76
D.IV.3.	: CONDITIONS DE FILTRATION MOYENNEMENT CRITIQUES.....	76
D.IV.4.	: CONDITIONS DE FILTRATION NON CRITIQUES.....	76
D.V.	: ETUDE EXPERIMENTALE	
D.V.1.	: CONDITIONS EXPÉRIMENTALES.....	77
D.V.2.	: FILTRATION D'UN SOL À GRANULOMÉTRIE ÉTROITE.....	83
D.V.3.	: FILTRATION D'UN SOL À GRANULOMÉTRIE ÉTALÉE.....	90
D.V.4.	: BILAN DE L'ÉTUDE EXPÉRIMENTALE.....	91

D - POUVOIR FILTRANT D'UN GEOTEXTILE

D.I - COMPORTEMENT GENERAL D'UN GEOTEXTILE EN FILTRATION

Comme les filtres granulaires, les géotextiles utilisés comme filtres (filtres de drain, séparateurs de couches de sol dont ils devront éviter la contamination) devront répondre à deux conditions contradictoires :

* critère de rétention : le géotextile doit bloquer le passage des particules de sol entraînées par un écoulement hydraulique ou des contraintes de compression.

* critère de perméabilité : le géotextile ne doit pas empêcher les écoulements fluides en occasionnant des pertes de charge trop importantes.

Le comportement général a été mis en évidence par des simulations de laboratoire : Marks -(32)- puis Scott -(44)- ont bien montré que la mise en place d'un milieu fibreux très poreux au contact d'un sol consolidé, soumis à un écoulement hydraulique, va créer une situation instable du fait de la discontinuité des porométries (→ des perméabilités). Le complexe sol-géotextile va donc évoluer pendant un temps plus ou moins long vers une position d'équilibre, par déplacement de particules granulaires :

Au voisinage du géotextile, le sol se lessive des particules entraînées par l'écoulement pendant la phase de déséquilibre. Nous appellerons *zone transitoire* cette épaisseur de sol qui peut dépasser plusieurs cm en fonctionnement normal.

En cas de mauvais dimensionnement du filtre géotextile, le lessivage peut régresser vers l'amont si les grains entraînés par l'écoulement ne sont bloqués, ni par le sol lui-même ("auto-filtre"), ni par le textile ("zone de rétention").

Le voisinage de l'interface sol-textile constitue une zone initialement très poreuse, qui sera comblée par les particules issues de la zone transitoire (de même que les vides du géotextile, mais à un moindre degré dans ce cas).

Nous appellerons *zone de rétention* la zone de blocage des particules, elle comprend l'épaisseur du géotextile et le sol limitrophe. La perméabilité de la zone de rétention pourra se stabiliser à une valeur inférieure à celle du sol susjacent.

Sur la figure D1, nous avons figuré les variations de charge hydraulique dans un complexe sol-textile en filtration, d'après Scott -(44)-.

Généralement il ne sera pas possible expérimentalement de faire des mesures de charge hydraulique limitées au géotextile et excluant son voisinage granulaire, en raison de la faible épaisseur des nappes fibreuses et de l'imprécision sur la frontière du textile. Dans les expériences de filtration, nous appellerons *zone filtrante* l'épaisseur de textile + l'épaisseur de sol jusqu'au capteur de pression amont le plus proche de la nappe.

Nos notations indicielles seront les suivantes :

- s sol amont non perturbé par l'écoulement
- f zone filtrante
- R zone de rétention
- g géotextile (indice omis en cas de non ambiguïté)
- O situation en début d'écoulement de filtration
- F passant
- s_i sol piégé dans le textile

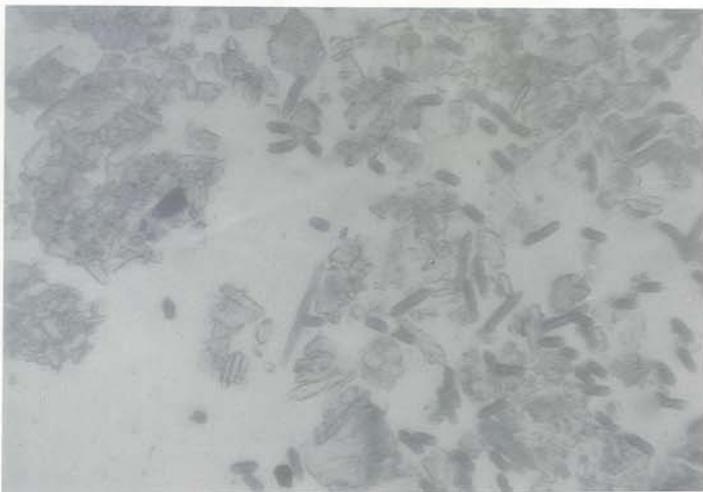


Fig. D2 : Mise en évidence d'"effets voute"
Prélèvement in situ sur remblai de phosphogypse

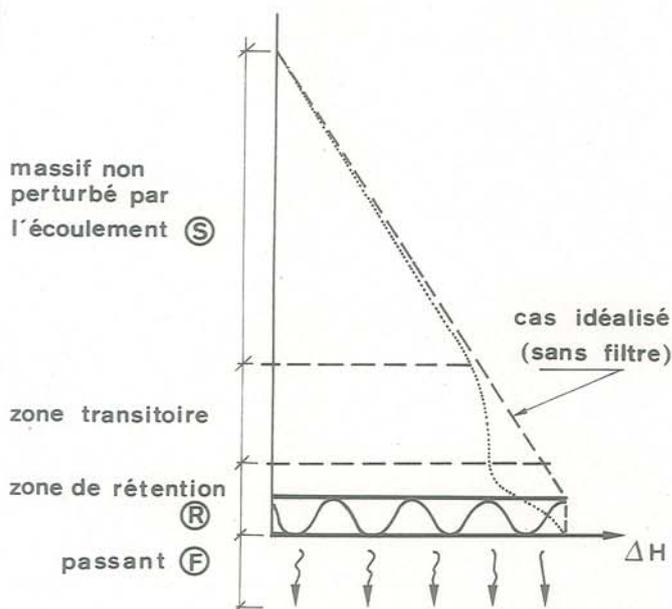


Fig. D1 : Variation de la charge hydraulique dans un complexe sol-textile en filtration
-(44)-

Les expériences de simulation en laboratoire d'un problème de filtration sont délicates et les paramètres très nombreux imposent un grand nombre d'expériences avant d'arriver à une conclusion. Le problème n'est donc pas résolu en 1982, ce qui explique les propositions parfois contradictoires de différents auteurs.

Ces expériences de simulation sont nécessaires pour définir des critères de filtre. Si on les veut représentatives, elles devront au moins vérifier les deux conditions suivantes :

L'épaisseur de sol prise en compte devra permettre à la zone transitoire de se développer complètement : l'échantillon devra donc avoir une hauteur suffisante pour comprendre une zone amont de sol non perturbé, à l'équilibre. Suivant les conditions de filtration considérées, l'épaisseur de sol nécessaire variera considérablement.

L'expérience de filtration devra être arrêtée à l'équilibre de la structure. Comme il s'agit de phénomènes fréquemment asymptotiques, la durée du test minimale est difficile à préciser. Masounave et al -(34)- trouve des temps de quelques heures, Koerner et al -(26)- des temps supérieurs à 40 jours et Kellner et al -(24)- des temps supérieurs à 150 jours.

D.II - CRITERE DE RETENTION

Le blocage des particules de sol dépendra du géotextile, du sol et des conditions de mise en oeuvre et de fonctionnement.

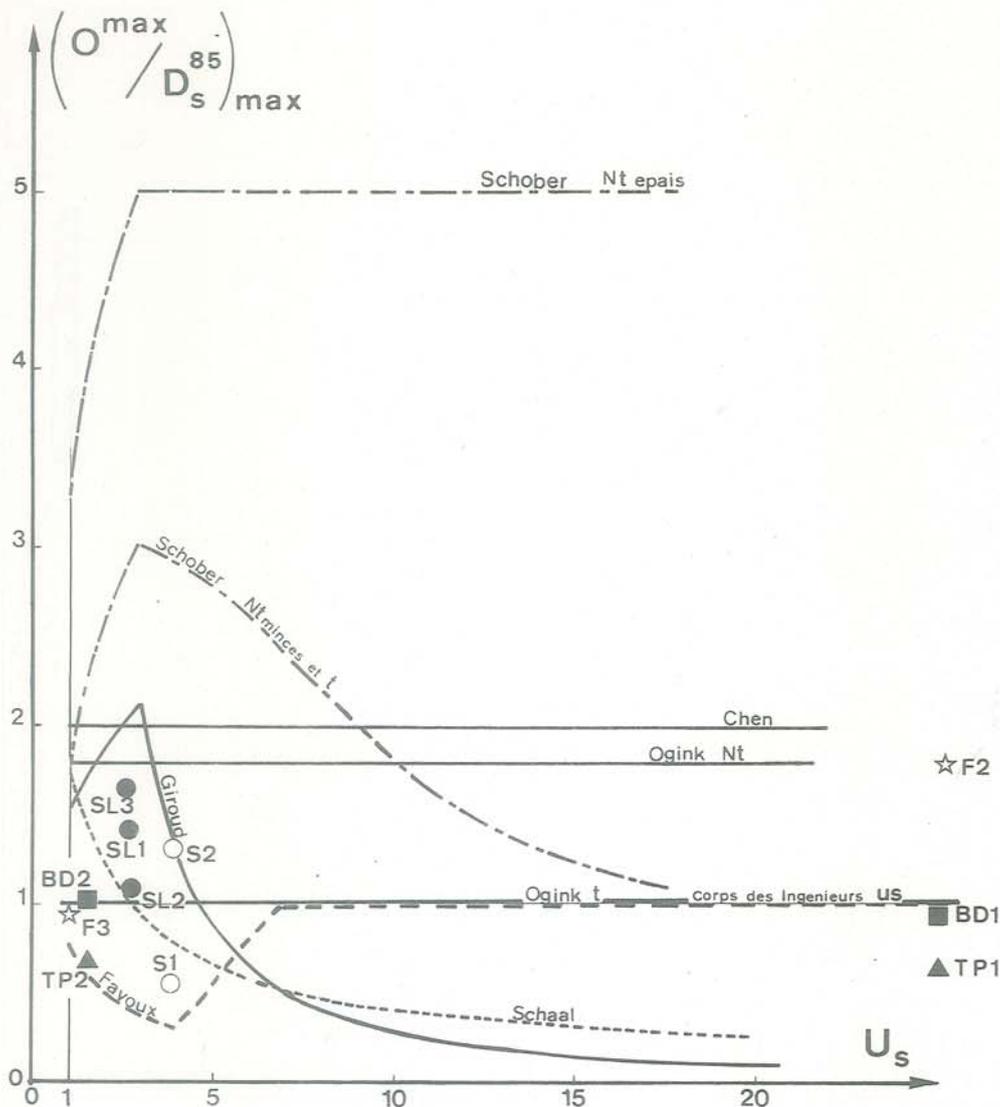


Fig. D3 : Différents critères de rétention et cas expérimentaux étudiés (conditions non critiques) - (t) tissés (Nt), non-tissés
 SL 1,2,3 : réf. IV.1.1 et tableaux
 D2 et 3 : Schaal -(40)-
 F 1,2,3 : réf. IV.2 et tableau D4 :
 Fayoux -(30)-
 S 1,2 : réf. IV.3 et tableau D5 :
 Scott -(44)-
 BD 1,2 et : réf. V.T - Expériences IRIGM
 TP 1,2

D.II.1 - INFLUENCE DU GEOTEXTILE

Les paramètres susceptibles d'intervenir sur la rétention des grains de sol sont les suivants :

* la porométrie (dimension et uniformité des diamètres de pores). Les tissés présenteront généralement une grande uniformité porométrique alors que les non-tissés auront une porométrie étalée (C.II).

* la densité des vides : caractérisée par la porosité pour un non-tissé et par le pourcentage de surface vide pour les tissés minces.

* l'épaisseur b_g : nous avons déjà vu que pour un géotextile épais, la rétention des particules peut se faire à l'intérieur du textile (colmatage interne) tandis qu'elle se fait à l'interface amont pour les géotextiles minces ("cake").

Les critères de filtre textile ne prennent en compte que 2 paramètres, l'"ouverture maximale" 0^{\max} du géotextile et la classe d'épaisseur : mince ou épais.

Plusieurs auteurs présentent effectivement des critères plus restrictifs (0^{\max} plus faible) pour géotextiles minces : Ogink -(36)-, Schober et al -(43)-. A l'aide des abaques (fig. C23 et C24) que nous avons présenté, on peut effectivement montrer que la probabilité pour une particule inférieure à 0^{\max} de passer au travers du géotextile mince est supérieure à celle obtenue pour un géotextile épais de même 0^{\max} (donc de pores plus grands). Ce raisonnement relatif au tamisage de particules isolées est sans doute celui qui a amené ces auteurs à ces conclusions. Mais il resterait à le confirmer en filtration et non plus en tamisage.

Schober propose de prendre en compte l'uniformité de la répartition des pores, en identifiant le comportement des filtres granulaires et des filtres fibreux, ce qui revient à distinguer les tissés des non-tissés.

D.II.2 - INFLUENCE DU SOL

Les sols considérés ici ne seront que des sols susceptibles d'être filtrés par des filtres granulaires ou fibreux. Ceci exclue les sols intrinsèquement instables, à granulométrie discontinue, dont les fines peuvent passer entre les particules plus grossières. On n'envisage donc qu'une *instabilité du sol due à la juxtaposition sol-filtre et non une instabilité de structure propre au sol*.

Les sols seront caractérisés par leur granulométrie, leur densité et accessoirement la forme des particules. La nature des grains n'est prise en compte que pour les sols très fins ($< 2 \mu$) cohérents.

Le critère de rétention standard (CI.2.3) :

$$[1] \quad 0^{\max} \leq D_s^{85}$$

induit que, si les fibres arrêtent les particules les plus grossières du sol, celles-ci bloqueront à leur tour les particules appartenant à la fraction de sol immédiatement inférieure et ainsi de suite. Ce critère devrait donc permettre de garantir la stabilité du sol entier soumis à un écoulement hydraulique. Mais ce critère ne distingue pas les sols à granulométrie étroite ($U_s < 3$ à 5 suivant les auteurs) et ceux à granulométrie étalée.

Les sols à granulométrie étalée ne seront stables en écoulement que si leur granulométrie est continue, le blocage d'une classe de particules se faisant par les particules légèrement supérieures. Chen et al -(7)- propose ainsi de vérifier :

$$[2] \quad D_s^{50} > \frac{D_s^{85}}{5} \quad D_s^{35} > \frac{D_s^{50}}{5} \quad D_s^{15} > \frac{D_s^{35}}{5}$$

avec l'hypothèse que les particules de diamètre D_s engendrent des pores de diamètre $D_s/5$. C'est un comportement auto-filtrant.

Les critères proposés par différents auteurs en fonction de l'uniformité du sol sont contradictoires (fig. D3). Nous pensons que ces divergences s'expliquent par la différence des conditions de stabilisation envisagées. La stabilité intrinsèque d'un sol dépend en effet de sa granulométrie, mais aussi de sa contrainte de confinement, et des forces d'écoulement. C'est notre interprétation des écarts des critères de rétention, que nous présentons ci-dessous.

II.2.1 : Sol confiné à l'interface :

Schober -(43)- et Giroud -(17)-, s'inspirant des travaux de Davidenkoff et Horsfiels -(22)- sur les filtres granulaires, considèrent la stabilité d'une structure granulaire confinée, mise au contact d'une interface poreuse (pores de diamètre fictif 0^{\max}) :

* *granulométrie étroite :*

L'imbrication optimale des grains d'un sol est obtenue pour une granulométrie étroite ($U_s \approx 3$) et le départ d'une particule ne désolidarise pas les particules voisines. C'est dans ce cas que l'on peut observer des "voutes" constituées de grains reportant latéralement au pore les contraintes de confinement. Sur la fig. D2 nous présentons un cas effectif de blocage avec "effet voute" : il s'agit d'un prélèvement d'échantillon (traité en lame mince) effectué sur un remblai de phosphogypse (granulométrie étroite) datant de 1977, isolé du sol de fondation par un BD 280 -(9)-.

Dans ces conditions, le passage des particules de diamètre égal au diamètre du pore, sera ainsi très limité. D'où un critère de la forme :

$$[3] \quad 0^{\max} < 1,5 D_s^{\max} \approx 1,5 \cdot U_s \cdot D_s^{50} \quad [1 \leq U_s \leq 3] \quad -(17)-.$$

* *granulométrie étalée :*

Pour un sol à granulométrie très étalée, confiné dans les mêmes conditions que ci-dessus, les particules grossières sont trop peu nombreuses pour constituer entre elles des ponts de transmission des contraintes et un squelette stable pour le sol. Ce rôle ne peut être joué que par les particules plus fines. Par analogie avec le cas précédent, Giroud considère la partie la plus fine du sol (de coefficient d'uniformité propre égal à 3) et Schober utilise les résultats expérimentaux de Ziems -(55)- : dans les deux cas on obtient ainsi un resserrement de l'ouverture maximale du filtre :

$$[4] \quad 0^{\max} < \frac{13,5}{U_s} D_s^{50} \quad [U_s \geq 3] \quad -(17)-.$$

II.2.2 : Sol non confiné à l'interface :

Fayoux -(11)- par contre prend en compte le caractère particulier des filtres géotextiles : ce sont des membranes continues susceptibles de se mettre en tension et par voie de conséquence de ne pas adhérer au sol comme le ferait un filtre granulaire sans cohésion : en cas de décollement à l'interface

sol-géotextile (l'échelle de ce décollement sera fonction de la souplesse du géotextile et des tensions dans la nappe), il n'y a plus confinement et c'est la sensibilité du sol à l'érosion qui interviendra : les sols à granulométrie étroite, qui se compactent mal, sont très sensibles à un écoulement d'eau. Le fait de laisser passer au travers du filtre les plus grosses particules risquerait d'entraîner un lessivage important :

$$[3'] \quad 0^{\max} < 0,8 \cdot D_s^{50} \quad 1 < U_s < 4$$

Les sols à granulométrie étalée résisteront à l'érosion. En cas de destabilisation et à condition de garantir un blocage des particules grossières, un auto-filtre se constituera au prix d'un lessivage très localisé. (Seul un filtre vérifiant le critère standard mais à porométrie étroite pourrait empêcher la constitution de cet auto-filtre).

$$[4'] \quad 0^{\max} < D_s^{85} \quad U_s \text{ grand.}$$

En résumé, pour les sols à granulométrie étroite, [3] paraît correspondre à une structure sol-textile confinée et [3'] au cas non confiné. Pour les sols à granulométrie étalée, [4] qui exclut tout lessivage, même local, paraît très sévère, sauf pour des filtres textiles à porométrie étroite (tissés monofilaments).

II.2.3 : Sols fins :

Ce sont généralement les sols ($D_s^{50} < 74 \mu$).

Pour les filtres granulaires, on considère habituellement que $(D_s^{50})_{II} / (D_s^{50})_I$ peut être d'autant plus grand que le sol est fin I (Davidenkoff -(56)-) ce qui revient à "ouvrir" davantage le filtre pour les sols fins.

Pour les géotextiles, le Corps des Ingénieurs Américains limite au contraire l'ouverture maximale définie à partir du critère "standard" :

$$0^{\max} < 210 \mu \quad \text{-(8)-}$$

Pour les sols cohérents, certains auteurs proposent des conditions complémentaires,

$$0^{\max} \leq 50 \mu \quad \text{pour } D_s^{85} \leq 50 \mu \text{ (Loudière et al -(30)-)}$$

$$0^{\max} \leq 100 \mu \quad \text{(Heerten -(20)-)}$$

D.II.3 - INFLUENCE DE LA MISE EN OEUVRE ET DE LA FONCTION DU GEOTEXTILE

La tendance des grains de sol à traverser le textile est accrue par les conditions, extérieures au sol et au textile, regroupées sous le vocable général de "conditions critiques". Il s'agit des conditions diminuant la stabilité du sol au voisinage du filtre et accentuant le risque de déplacement des particules granulaires. Ces conditions imposeront un critère de rétention plus sévère (tableau D1).

II.3.1 : Faible confinement sol-textile :

Cette condition critique a déjà été envisagée en (DII.2.2). Un décollement entre le sol et le textile ou une pose du géotextile sur une interface liquéfiée met le géotextile au contact d'un sol dans son état le plus instable (compacité minimale, ou à la limite eau chargée en sol). Le sol ne jouant pas son rôle autofiltrant, l'arrêt des particules les plus grosses (D_s^{85}) ne garantit plus l'arrêt des particules fines. Ceci doit apporter une explication à l'observation de Heerten -(20)- sur des prélèvements de textile in situ : l'épaisseur b_g du géotextile (colmaté) était

nettement supérieure à celle correspondant à la contrainte de confinement appliquée. Une explication, le colmatage s'est produit dès la pose du géotextile. On n'insistera donc jamais assez sur l'importance du soin à apporter à la pose du filtre.

Cependant ce phénomène de filtration d'eau chargée se résorbe habituellement assez rapidement, et la contamination se limitera au textile.

Une contrainte de confinement faible a une autre conséquence :

Habituellement, l'ouverture maximale du textile effective est systématiquement inférieure à celle établie par tamisage, du fait de la contrainte statique due au poids du sol, ce qui donne au critère de rétention une sécurité supplémentaire. Ce n'est plus le cas ici.

II.3.2 : Ecoulement alterné ou à vitesse élevée :

Le cas de l'écoulement alterné (batillage sur berge par exemple) est à rapprocher du cas du paragraphe précédent : l'écoulement alterné empêche la formation d'une structure fibro-granulaire auto-blocante.

Une vitesse d'écoulement élevée se traduit par la mesure d'un gradient hydraulique $i_s > 1$ dans le sol adjacent au textile.

Notons qu'un géotextile pourra limiter le développement de la boulangerie en cas d'écoulement ascendant critique : sous un gradient $i_s \approx 1$, un filtre granulaire placé en partie supérieure s'enfoncera dans le sol fin, se désorganisant ainsi totalement ; par contre un géotextile jouera son rôle répartiteur des contraintes par effet membrane, ce qui aura un double effet :

* le géotextile, gardant sa continuité, pourra continuer à jouer son rôle de rétention (tant qu'il n'est pas lui-même soulevé).

* le géotextile répartira les contraintes dues à la surcharge de sol et évitera ainsi la formation de zones sous-confinées, où un renard est susceptible d'apparaître.

II.3.3 : Sollicitations dynamiques :

Leur caractère critique tient au niveau des contraintes engendrées dans le sol, qui peut être localement très élevé, et surtout au caractère cyclique de la sollicitation (compactage, trafic d'une charge roulante, ...).

Le chargement entraîne un poinçonnement du sol fin par les grosses particules granulaires, au travers du géotextile. Le cisaillement du sol fin a pour conséquence une tendance à la dilatation de ce sol : c'est le "pumping", il y a succion de l'eau vers la zone d'interface dilatante. Sous chargement répété, on aboutit à une augmentation considérable de la teneur en eau (fréquemment on atteint la teneur en eau de liquidité) au voisinage du géotextile.

D.II.4 - SYNTHÈSE DES CRITÈRES DE RÉTENTION

Sur le tableau D1, nous avons regroupé les critères de rétention proposés par différents auteurs pour des conditions de fonctionnement non critiques, et la figure D3 permet de les comparer.

Nous avons dû cependant supposer arbitrairement que la courbe granulométrique avait une même forme dans chaque cas :

droite en échelle semi-logarithmique :

$$[C-1-] \quad \frac{D_s^{z2}}{D_s^{z1}} = U_s^{(z2-z1) / 50}$$

De plus, nous avons identifié :

$$0^{\max} \approx 0^{98} \approx 0^{95} \approx 0^{90}$$

Il faut remarquer que l'utilisation de tels critères ne donne qu'une borne supérieure de l'ouverture, ce qui amènerait à choisir des géotextiles d'ouverture maximale faible si le critère de perméabilité ne venait pas fixer une borne inférieure. Enfin l'influence des conditions de filtration "critiques" ne fait l'objet d'un critère de filtration particulier que pour quelques auteurs. Mais comme nous le montrerons en (D IV), de tels critères n'ont un sens que si on fixe corrélativement les conditions critiques "extrêmes" admissibles, ce qui n'est pas fait actuellement.

* CRITERE DE RETENTION STANDARD			référence	
$0^{\max} \leq D_s^{85}$				
* UNIFORMITE DU SOL				
U_s grand	$0^{95} \leq D_s^{85}$	$U_s \leq 4$	$0^{95} \leq 0,8 \cdot D_s^{50}$	-(30)-
$U_s \geq 3$	$0^{\max} < \frac{13,5}{U_s} \cdot D_s^{50}$	$U_s \leq 3$	$0^{\max} < 1,5 \cdot U_s \cdot D_s^{50}$	-(17)-
$U_s \geq 5$ + sol mal gradué	$0^{90} \leq D_s^{90}$	$U_s < 5$	$0^{90} \leq D_s^{90}$	-(20)-
	$0^{90} < 10 \cdot D_s^{50}$		$0^{90} < 2,5 \cdot D_s^{50}$	
$U_s \geq 3$	$0^{90} \leq 5 \cdot D_s^{50}$	$U_s \leq 3$	$0^{90} < f(U_s) \cdot D_s^{50}$	-(43)-
* FINESSE DU SOL				
$D_s^{50} > 74\mu$	$0^{95} \leq D_s^{85}$	$D_s^{50} < 74\mu$	$0^{95} < 210\mu$	-(8)-
$D_s^{50} > 74\mu$	$0^{95} < 2 \cdot D_s^{85}$ sol auto-filtrant	$D_s^{50} < 74\mu$	$0^{95} < 210\mu$	-(7)-
* SOL COHERENT	mêmes critères de rétention + ...			
	$0^{95} \leq 50\mu$	pour $D_s^{85} \leq 50\mu$		-(11)-
	$0^{95} < 100\mu$			-(20)-
* EPAISSEUR DU GEOTEXTILE				
b_g grand	$0^{90} \leq 1,8 \cdot D_s^{90}$	b_g petit	$0^{90} \leq D_s^{90}$	-(36)-
$b_g > 2$ mm	-	$b_g < 1$ mm	-	-(43)-
* CONDITIONS CRITIQUES				
	<u>critiques</u>		<u>non critiques</u>	
	$0^{90} < D_s^{50}$		$0^{90} \leq D_s^{90}$	-(20)-
	$0^{90} \leq D_s^{15}$		$0^{90} \leq D_s^{90}$	-(36)-
	$0^{98} < D_s^{50}$		$0^{98} < 2 D_s^{50}$	-(40)-

Tableau D1 : Différents critères de rétention proposés pour les géotextiles (conditions non critiques et critiques)

D.III - CRITERE DE PERMEABILITE

Le critère standard de rétention ($Q_{\max} \leq D_{85}^{85}$) entraîne qu'un grain de diamètre D_{85} aura une probabilité très faible de traverser le géotextile mais une probabilité de pénétrer entre les fibres d'autant plus grande que la nappe sera épaisse (à même Q_{\max}). On conçoit qu'un tel critère entraîne un colmatage interne partiel des géotextiles épais, nécessaire d'ailleurs puisque c'est lui qui assurera le blocage des particules plus fines. Ce colmatage diminuera de l'amont vers l'aval. Dans le cas des géotextiles minces, le blocage des grains se fait à l'interface ("cake") principalement.

En fonctionnement normal de filtration, la zone filtrante (géotextile + sol immédiatement adjacent) deviendra une zone de faible perméabilité.

Cependant l'introduction d'un filtre dans un ouvrage en terre ne doit pas occasionner une modification trop grande de l'écoulement (une perte de charge supplémentaire trop grande, à débit constant).

Pour les filtres granulaires, on aboutit à : (C.I.1.2)

$$\{C-4\} \quad K_{II} \geq 16 K_I$$

Nous allons appliquer le même raisonnement aux filtres textiles. Mais à la différence des filtres granulaires, les textiles, en raison de leur faible épaisseur, de leur grande porosité et du critère de rétention choisi, voient leur perméabilité décroître énormément en présence de sol (fréquemment $\times 1/1000$ - réf. D.IV) : Le critère perméabilité en place et non la perméabilité du géotextile vierge.

D.III.1 - DEFINITION D'UN CRITERE POUR GEOTEXTILES :

Considérons le cas classique d'une alimentation en eau constante ($V = Q/S$ débit unitaire) en amont d'un élément de sol d'épaisseur b_s (longueur moyenne des lignes de courant) et de perméabilité K_s . Pour évacuer ce débit dans un drain parfait, et en supposant la stabilité complète du sol, en filtration, sans géotextile, la différence de charge amont-aval s'équilibre à H_s :

$$\frac{Q}{S} = \frac{K_s}{b_s} \cdot H_s$$

L'introduction d'un filtre entraîne une perte de charge supplémentaire ΔH_R (remontée du niveau hydraulique amont) pour évacuer le même Q/S

$$\frac{Q}{S} = \frac{K_s}{b_s} \cdot H_s = \frac{K_R}{b_R} \cdot \Delta H_R$$

b_R correspond à l'épaisseur de la zone de rétention des particules de sol :

pour un filtre granulaire, c'est pratiquement l'épaisseur du filtre,

pour un filtre textile, c'est l'épaisseur du filtre + l'épaisseur de l'auto-filtre appartenant au sol :

dans ce cas b_R est difficile à estimer, et expérimentalement on l'assimilera à l'épaisseur b_f de la "zone filtrante" (textile + sol jusqu'à la première prise de pression amont dans l'échantillon).

$$\frac{K_R}{K_s} = \frac{H_s}{b_s} \cdot \frac{b_R}{\Delta H_R} = \frac{i_s}{i_R}$$

soit Pour un filtre granulaire, $K_R/K_s \geq 16$,

$$\frac{\Delta H_R}{H_s} \leq \frac{b_R}{16b_s}$$

On supposera admissible la même variation de charge relative pour un géotextile :

$$\left(\frac{b_R}{16b_s}\right)_{\text{granulaire}} = \left(\frac{b_R}{\eta b_s}\right)_{\text{géotextile}}$$

Pour un filtre granulaire classique :

$$b_R > 0,50m$$

Pour un géotextile (réf. notre étude expérimentale en D.IV)

$$b_R < b_f < 0,01m$$

Donc on obtient $\eta < 0,32 \rightarrow K_R > 0,32 K_s$

On obtient donc pour les géotextiles, le critère de perméabilité :

$$\{5\} \quad K_f > 0,32 \cdot K_s \quad \text{avec} \quad K_f > K_R \quad \text{par définition}$$

avec K_f perméabilité moyenne de la zone filtrante, en fonctionnement.

Ce critère revient à admettre que le géotextile peut se colmater totalement, au sens où on l'entend habituellement (perméabilité du géotextile tendant vers celle du sol adjacent), mais à condition toutefois que le phénomène de colmatage ne soit pas régressif vers l'amont (augmentation de b_R).

La grande différence avec le critère pour filtre granulaire tient à la faible épaisseur du géotextile qui le rend beaucoup plus permittif ($\frac{K_f}{b_f}$ grand)

qu'un filtre granulaire.

D.III.2 - CRITERES PROPOSES PAR DIFFERENTS AUTEURS :

Un certain nombre d'auteurs admettent des critères équivalents (Giroud -(17)-: $K_g > 0,10 \cdot K_s$, ou Heerten -(20)-: $K_g > K_s$).

Cependant de tels critères sont inexploitable si la valeur de la perméabilité K_f ou K_g en place n'est pas accessible, sans simulation de laboratoire. D'où une présentation différente du critère perméabilité suivant les auteurs :

* Heerten -(20)- propose $K_g > K_s$ avec $K_g = r \cdot K_{g0}$

K_{g0} étant la perméabilité du géotextile vierge et r un coefficient de réduction.

tissés : r décroît lorsque K_{g0} augmente et D_s^{10} diminue

non-tissés : r décroît lorsque K_{g0} augmente et (b_g, n, Q_{\max}) du géotextile diminuent

* Fayoux -(11)- propose, pour palier à la méconnaissance de K_g en place, de prendre :

$$K_g \simeq \frac{K_{go}}{100} > K_s$$

* Ecole Américaine :

Le principe est autre. Il consiste à éviter ce colmatage, difficile à appréhender, en proposant une borne minimale pour l'ouverture maximale du géotextile. Cette voie nous paraît pragmatiquement la meilleure dans la mesure où l'association des critères de rétention et de perméabilité donnera à l'utilisateur un intervalle d'ouverture maximale admissible. Il reste à établir le réalisme des critères proposés.

Chen -(7)- : $0^{max} > 2 \cdot D_s^{15}$

Barsvary -(3b)- : $0^{max} > D_s^{30}$

+ sol uniforme $K_{go} > 2K_s$

sol étalé $K_{go} > 5K_s$

Haliburton -(19)- : $0^{max} > 150\mu$

Pour les sols très fins ($D_s^{85} < 74\mu$),

Haliburton remplace le critère précédent par :

* tissés : porosité de surface $> 4\%$

* non-tissés : vérification expérimentale - Rapport des gradients $GR < 3$:

L'expérience du "Gradient Ratio" (GR) est normalisée :

On mesure, pour un gradient i_s voisin de 1 et sans pression de confinement, au bout de 24 heures le gradient entre l'aval du textile et un point situé dans le sol à 25 mm en amont (i_f) et le gradient dans les 50 mm suivant de sol (i_s)

$$b_f = b_g + 25 \text{ mm} \quad b_s = 50 \text{ mm}$$

$$GR = \frac{i_f}{i_s} = \frac{K_s}{K_f} < 3 \iff K_f > 0,33 K_s$$

On retrouve le critère que nous avons proposé, mais la zone filtrante est ici beaucoup plus épaisse que la zone de rétention.

Par ailleurs, Koerner -(26)- a montré que la durée du test était beaucoup trop courte pour espérer une stabilisation de la structure sol-textile, pour un sol non consolidé.

D.III.3 - ESTIMATION DE LA PERMEABILITE D'UN NON-TISSE COLMATE :

Nous proposons d'estimer la variation de perméabilité d'un géotextile en fonction de la masse de sol piégée. Nous supposons un piégeage uniforme en fonction de l'épaisseur du textile.

III.3.1 : Formulation :

Soit une nappe de surface S , de poids W_g de fibres, de diamètre D et de poids volumique $\gamma = \rho \cdot g$. La porosité du géotextile vierge d'épaisseur b_g est égale à n_0 . Elle n'est plus que de n lorsque le textile est imprégné d'un poids W_{sj} de sol (grains de poids volumique $\gamma_s = \rho_s \cdot g$). Le sol piégé a un diamètre maximum théorique inférieur ou égal au diamètre maximal des pores, et un coefficient d'uniformité U_{sj} .

Soit μ_{sj} , la masse de sol piégée par unité de surface de nappe.

Sa courbe granulométrique sera identifiée à une droite en échelle semi-logarithmique ($\{c-1\}$) :

$$D_{si}^{min} = D_{si}^{-0}$$

$$D_{si}^{max} = D_{si}^{-100}$$

Soit $p/100$ le pourcentage des grains inférieurs à D_{si} .

$$\frac{dp}{100} = \frac{\text{Log} \left(1 + \frac{dD_{si}}{U_{sj}} \right)}{\text{Log} (U_{sj})^2}$$

Surface solide granulaire S_{si} :

$$S_{si} = \int_{D_{si}^{-0}}^{D_{si}^{-100}} \frac{f_s}{D_{si}} \cdot \frac{dp}{100} \cdot \frac{W_{sj}}{\gamma_s}$$

Volume solide granulaire V_{si} :

$$V_{si} = \int_{D_{si}^{-0}}^{D_{si}^{-100}} \frac{dW_{sj}}{\gamma_s} = \frac{W_{sj}}{\gamma_s}$$

Surface spécifique du géotextile vierge A_{s0} :

$$A_{s0} = \frac{4}{D}$$

Surface spécifique du géotextile colmaté A_s :

avec $\mu_g = \frac{W_g}{S_g}$, $\mu_{sj} = \frac{W_{sj}}{S_g}$ et $\frac{1}{D_{si}^{-0}} - \frac{1}{D_{si}^{-100}} = \frac{(U_{sj})^2 - 1}{U_{sj} \cdot D_{si}^{50}}$

$$\{6\} A_s = \frac{\frac{\mu_{sj}}{\rho_s} \cdot \frac{f_s}{50} \cdot \frac{(U_{sj}^2 - 1)}{U_{sj} \cdot \text{Log}(U_{sj})^2} + \frac{\mu_g}{\rho} \cdot \frac{4}{D}}{\frac{\mu_{sj}}{\rho_s} + \frac{\mu_g}{\rho}}$$

avec habituellement $\rho_s = 2,7 \cdot 10^6 \text{ g/m}^3$ et $f_s = 8,5$

Nous supposons la loi de Kozeny applicable dans les 2 cas (réf. B.V.1)

$$K = \frac{1}{5} \cdot \frac{g}{v} \cdot \left(\frac{1}{A_s} \right)^2 \cdot \frac{n^3}{(1-n)^2}$$

K_{go} (géotextile vierge) : A_{s0}

$$n_0 = 1 - \frac{\mu_g}{\rho} \cdot \frac{1}{b_g}$$

K_g (géotextile colmaté) : A_s

$$n = 1 - \left(\frac{\mu_g}{\rho} + \frac{\mu_s}{\rho_s} \right) \cdot \frac{1}{b_g}$$

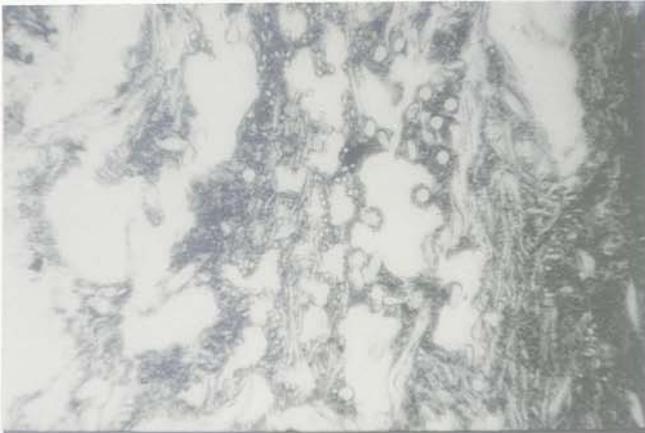


Fig. D4 : Prélèvement de géotextile colmaté, après 8 ans en place (Noyalo : coupe Fedoroff)

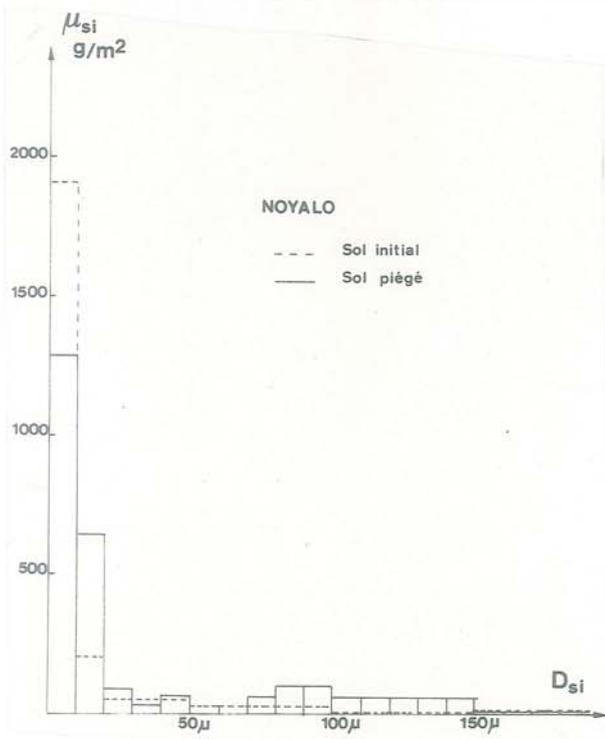


Fig. D5 : Histogramme du sol piégé
Prélèvement sur site réel : Noyalo

Dans le cas où le colmatage diminuerait avec l'épaisseur (une variation exponentielle constitue une bonne approximation dans le cas d'un colmatage progressif), il faudrait intégrer la permittivité des différentes couches élémentaires obtenues avec variation de μ_{si} , mais aussi U_{si} et D_{si}^{50} avec l'épaisseur : A même masse globale piégée, la permittivité globale serait inférieure à celle obtenue par un piégeage uniforme.

III.3.2 : Application :

Nous traiterons le cas d'un prélèvement effectué sur site réel et dont l'échantillon colmaté fut étudié à l'IRIGM. Cette étude se situe dans le cadre d'une recherche sur l'évolution du comportement dans le temps des géotextiles, pour le compte du Ministère de l'Industrie (9).

A Noyalo, près de Vannes, en bord de mer, un SD 380 bititre (17 μ et 46 μ) avait été placé en 1972 sur un sol argileux, comme anticontaminant d'un remblai de 2m de hauteur. L'argile de fondation plastique ($I_p = 16$, $w_L = 46\%$) avait, au moment du prélèvement, effectué en 1980, une teneur en eau de 24% et la nappe phréatique avoisinait le toit de l'argile. Ceci explique le colmatage important de la nappe (fig. D4). Un carottage d'échantillon intact comprenant le géotextile et le sol adjacent a été effectué à l'aide d'un tube de prélèvement, ce qui a permis de l'inscrire directement dans le filtramètre IRIGM (réf. V.1.3)

Le complexe sol-textile, comprimé sous $\sigma_N = 100$ kPa, a été soumis à un écoulement (argile \rightarrow géotextile) sous faible gradient. On a ainsi obtenu la perméabilité du sol en place, K_s , et la perméabilité de la zone filtrante (géotextile + 7 mm d'argile), K_f .

$$K_s = 0,55 \cdot 10^{-6} \text{ m/s} \quad K_f = 0,25 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

La zone filtrante est donc deux fois moins perméable que le sol de fondation (Notons que l'échantillon utilisé était plus colmaté que sur la figure D4).

En fin d'expérience, le géotextile fut extrait. Nous avons estimé la masse de sol piégé à $\mu_{si} = 2\,950$ g/m². Sur la figure D5 nous présentons l'histogramme du sol piégé (comparé à celui du sol initial) :

$$D_{si}^{50} = 15\mu \quad U_{si} = 17$$

Le calcul par la loi de Kozeny donne :

géotextile vierge :

$$n_0 = 0,84 \quad D_e = 27\mu \quad K_{go} = 2\,000 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

géotextile colmaté :

$$n = 0,42 \quad K_g = 0,27 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

Cette méthode paraît donc capable d'estimer la perméabilité en place à partir du degré de colmatage, lorsque le colmatage est uniforme suivant l'épaisseur.

Le géotextile prélevé avait été auparavant placé dans le tube de perméabilité N50 (B.IV.1.2). Le géotextile n'est pas comprimé dans cet appareillage.

$$K_g = 270 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

$$K_{go} = 3\,580 \cdot 10^{-6} \text{ m/s (après lavage de l'échantillon)}$$

La valeur de K_{g0} est en accord avec celle estimée par la loi de Kozeny. Par contre la mesure sur géotextile colmaté est aberrante. Ce qui nous amène à *déconseiller ce type de contrôle de colmatage sur géotextile non comprimé* :

- le géotextile se lessive, même sous faible gradient hydraulique

- le géotextile colmaté a une structure en éponge. La décompression du textile ouvrira des "clapets" en position fermée sous confinement.

D.III.4 - STRUCTURE D'UN GEOTEXTILE COLMATE :

Dans le cas ci-dessus, le colmatage était important (mais admissible vis-à-vis du critère {5}). Heerten -(20)- a obtenu des colmatages de masse équivalente pour des géotextiles placés durant plusieurs années en protection de berge (écoulement alterné) et a trouvé :

non-tissés : $K_g > 10 K_s$

tissés peu ouverts : $K_g < K_s/10$

La campagne de prélèvements sur site, pour le Ministère de l'Industrie, à laquelle nous avons participé, a porté principalement sur des géotextiles jouant un rôle anticontaminant mais non filtrant. Leur colmatage était souvent très inférieur à celui présenté ci-dessus, mais dans la plupart des cas, il s'agissait d'un colmatage par particules très fines ($< 2\mu$) et non pas d'un colmatage "géométrique" par des particules de diamètre voisin de celui des pores. La technique de fabrication de lames minces due au Laboratoire de Géologie de l'INAG a permis une observation parfaite de ce colmatage fin -(47)-.

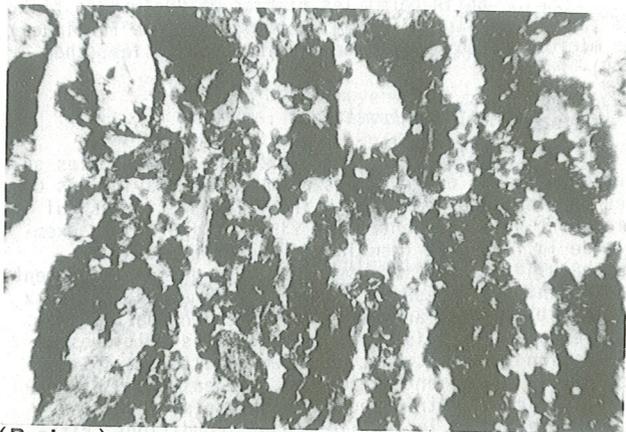
III.4.1 : Colmatage par particules fines :

Les particules fines argileuses s'accrochent aux fibres (fig. D6), et plus précisément aux intersections entre fibres, comme le montre l'exemple du prélèvement de St Flour fait par le Laboratoire des Ponts et Chaussées (BD 400 placé en 1970 entre un sol argileux A3 et une grave concassée 0/31,5) : les circulations d'eau étaient faibles et ce type de colmatage se constitue sans doute à partir de suspensions d'argile. Ce colmatage par particules fines en suspension est celui qui risque de provoquer la chute la plus grande de perméabilité puisqu'il peut envahir l'ensemble du géotextile, sans être perturbé par la dimension des pores, et que les sols fins sont ceux présentant la perméabilité minimale.

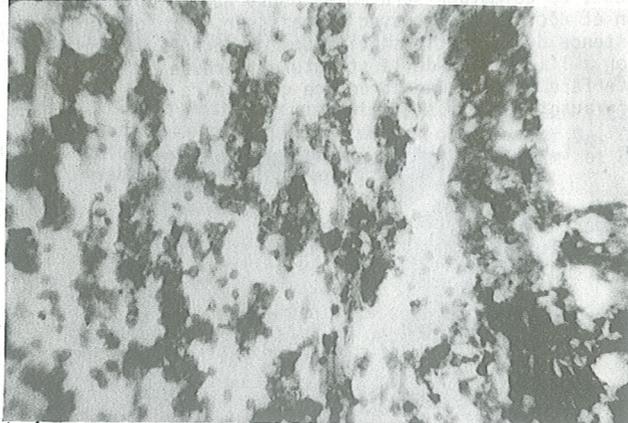
Le prélèvement effectué à Redon (BD 300 placé en 1969 entre une tourbe et un remblai) montre effectivement un colmatage important en profondeur. Rien ne prouve cependant que ce colmatage resterait stable en présence d'un écoulement. Il semblerait même que la structure en éponge observée (Sotton et al -(47)-) corresponde à la conservation de canaux interstitiels libres, entre les zones colmatées.

Kellner et al -(24)- a montré que ce colmatage par particules fines pouvait se produire même en écoulement : en filtrant de l'eau chargée en particules, il observe une probabilité de passage qui croît lorsque le diamètre des particules décroît, jusqu'à 15μ .

Au-delà, les forces électro-chimiques l'emportent sur les forces d'écoulement, et la probabilité de passage décroît lorsque le diamètre des particules décroît : le "colmatage fin" débuterait donc vers 15μ . Il resterait à définir l'influence de la nature des fibres et des particules.



(Redon)



(St Flour)

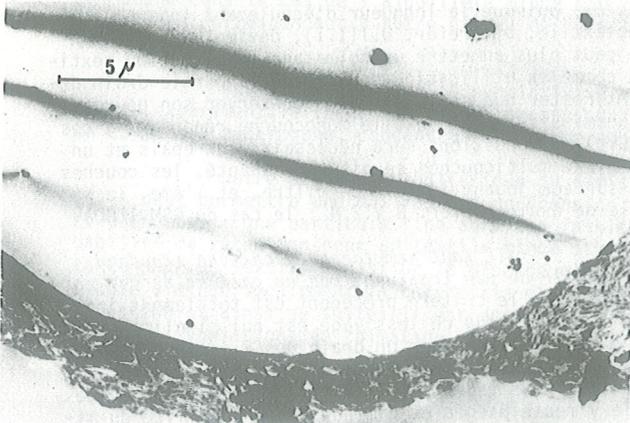
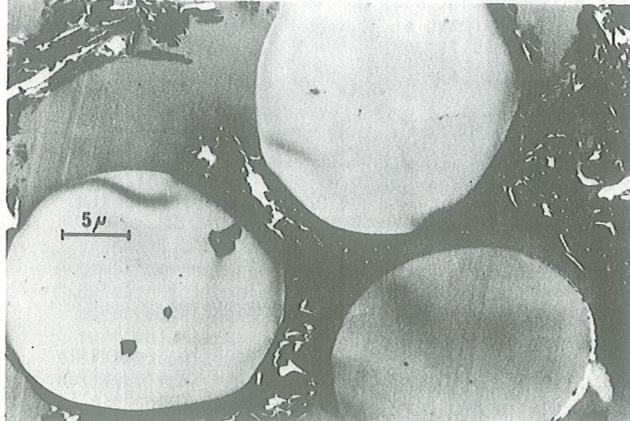


Fig. D6 : Colmatage par particules fines ($< 2\mu$)
(Fedoroſſ - (INAG) - Sotton - (ITF) -)

Enfin parmi les risques de "colmatage fin", il faut ranger le colmatage bactérien (dépôts ferriques) ou microbien, qui n'épargne pas les géotextiles (Chen (7)- Puig).

III.4.2 : Colmatage géométrique :

Ce colmatage intéressera les particules supérieures à 15μ environ. Des contraintes gravitaires ou des forces d'écoulement entraînent les particules qui viendront se piéger entre les fibres (fig. D7). L'exemple de la figure D2 (remblai de phosphogypse à Neuchâtel) appartenait aussi à ce type de fonctionnement. Les mécanismes régissant ce type de colmatage sont ceux déjà vus lors de l'analyse du comportement en tamisage. Sauf en cas d'établissement de conditions critiques de filtration (gradient fort, écoulement alterné, sol non consolidé, changement dynamique), la densité du piègeage et sa granulométrie décroîtront en pénétrant plus profondément dans le textile : Sauf "conditions critiques", ce colmatage sera moins dense que le colmatage fin et décroîtra donc avec l'épaisseur. Par contre l'existence de "conditions critiques" empêchera la formation à l'intérieur de la structure fibreuse et sur son interface amont d'une structure granulaire bien graduée autofiltrante.



Fig. D7 : Colmatage géométrique : piégeage d'une bille entre des fibres (Rollin)

D.III.5 - GEOTEXTILES UTILISES COMME DRAINS :

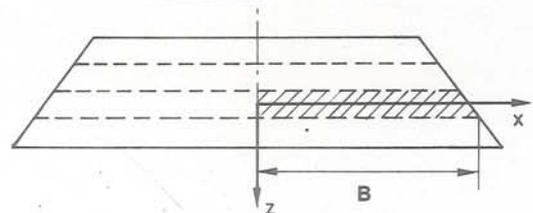
Dans le cas particulier où le géotextile ne joue pas seulement un rôle de filtre mais aussi un rôle de drain (barrage en terre, remblai non consolidé avec nappes horizontales, drains verticaux (A 14)-), le critère de perméabilité devra être beaucoup plus sévère, puisque la longueur d'écoulement interne au géotextile, b_p (réf. D.III.1), devient grande : on ne peut plus admettre un colmatage important du textile comme en utilisation de filtre, la partie drain devant rester non colmatée, pour conserver son pouvoir transmissif. Un géotextile monocouche répondant à ces nouvelles conditions sera nécessairement épais et un complexe multicouche serait plus adapté, les couches de surface jouant le rôle de filtre, et l'âme, le rôle de drain (réf. B.V.2.4 : le cas du GSM 1300).

Il faut remplacer le critère standard $D_{85} \geq 0_{\max}$ de non lessivage par un critère de non colmatage, car le critère précédent est totalement inadapté : le risque de lessivage est nul, l'alimentation en eau se faisant pour un drain des 2 interfaces vers l'âme du textile, mais le risque de colmatage est d'autant plus grand, toute particule pénétrant le textile y reste piégée et diminue la perméabilité du milieu fibreux.

Présentons une application réelle de cette technique de drainage :

Le principe de l'utilisation de nappes horizontales régulièrement espacées en hauteur, pour consolider un remblai en limon saturé, apparaît très intéressant. Bourdillon (4)- et nous-mêmes (2)-, avons présenté un calcul de consolidation correspondant à ce problème (fig. D8). Cordary et al ont depuis proposé une solution à ce problème par la méthode d'homogénéisation (2nd CIG - USA 82). Etant donnée la faible épaisseur de la nappe, le drain textile se met en charge, dans le cas de limons de perméabilité moyenne, il ne se comporte donc pas comme un drain parfait. La dissipation des surpressions interstitielles sera très sensible à l'épaisseur du géotextile.

Une expérimentation correspondant à ce problème a été faite par le CETE de Rouen (25)-. Les taux de dissipation de la pression interstitielle, mesurés in situ, ont permis de retrouver la perméabilité en place du géotextile :



Section du remblai. En grisé, la demi-couche étudiée

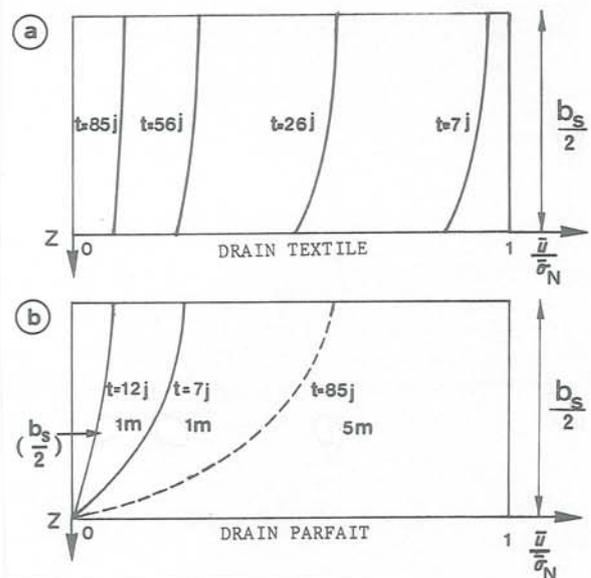


Fig. D8 : Consolidation d'un remblai par nappes textiles horizontales - (2).

Consolidation d'une couche de limon d'épaisseur $b_s = 2\text{ m}$ (seule la demi-couche inférieure est représentée) : $B = 15\text{ m}$, $b_g \cdot K_p / K_s = 66\text{ m}$, $C_{vs} = 10^{-6}\text{ m}^2/\text{s}$.

a) Drains géotextiles

b) Drains parfaits : sur ce dernier graphique, pour les courbes en trait plein $b_s = 2\text{ m}$, et pour les courbes en tirets $b_s = 10\text{ m}$, à titre de comparaison.

Le sol à consolider était un limon peu plastique ($D_{S85} = 75\mu$, $D_{S50} = 12\mu$, $U_s = 30$) mis en place à une teneur en eau de 37% ($K_s = 10^{-9}$ m/s) et placé entre 2 couches textiles de non-tissé aiguilleté (SD 400 - $0^{max} = 80\mu$) espacées de 1m.

L'expérience a été prolongée pendant 170 jours. Au bout de ce temps, la baisse moyenne de teneur en eau a été de 8%, mais dans le même temps on a observé une baisse très lente des surpressions interstitielles. Ceci ne pouvait s'expliquer que par une baisse importante de la perméabilité du drain, ce qui a été confirmé par les mesures finales de perméabilité sur prélèvement de textile :

$$K_{go} = 450 \cdot 10^{-6} \text{ m/s} \quad K_g = 5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

La perméabilité a diminué dans un rapport 100, en accord avec la simulation numérique.

Cette même simulation numérique montre l'influence de cette baisse de perméabilité : le tassement obtenu avec $K_g = 5 \cdot 10^{-6}$ m/s au bout de 512 jours est le même que celui obtenu avec $K_{go} = 450 \cdot 10^{-6}$ m/s au bout de 15 jours.

La masse moyenne de sol piégé était $\mu_{sj} = 2500$ g/m². L'observation au microscope a fait apparaître un colmatage uniforme sur toute l'épaisseur du géotextile. Ceci n'est pas surprenant :

$$0^{max} = 80\mu > D_{S85} = 75\mu$$

Les particules de sol pénètrent aisément dans le textile, et le colmatage est inévitable. Or à la différence d'un filtre, un drain ne doit pas se colmater.

D.IV - ANALYSE DE QUELQUES CAS EXPERIMENTAUX DE FILTRATION

L'observation, du comportement réel en filtration, des géotextiles est encore limité à trop peu d'exemples pour permettre d'infirmer ou de confirmer les critères de filtration proposés en (D.II et D.III). Cependant nous allons utiliser un certain nombre de ces exemples pour montrer que les mécanismes réels mis en jeu sont beaucoup plus complexes que ceux schématiquement prévus par ces critères.

Nous avons classé ces cas expérimentaux en fonction du caractère "critique" des conditions de filtration, qui n'est que sommairement envisagé par les critères. Rappelons que les critères proposés (fig. D3) ne sont en principe admissibles que pour des conditions de fonctionnement non critiques.

D.IV.1 - CONDITIONS DE FILTRATION EXTREMEMENT CRITIQUES :

IV.1.1 : Filtration d'eau chargée :

Schaal -(40)- présente une expérience de circulation ascensionnelle d'eau chargée en limon non cohérent ($1 \cdot 10^{+4}$ g/m³) au travers de trois géotextiles non-tissés. Pour une différence de charge hydraulique amont-aval de 3m, le débit initial unitaire est de l'ordre de 5 mm/s (alors que dans un milieu granulaire en place, on dépasse rarement 0,05 mm/s). Ce fort débit, associé au fait que le sol ne soit pas consolidé, rend les conditions de filtration très critiques.

Les comportements obtenus pour un non-tissé lié chimiquement mince (SD 125c), un aiguilleté mince (SD 240) et un aiguilleté épais (SD 600) sont fondamentalement différents (fig. D9).

Le limon est non cohérent à granulométrie étroite ($D_{S85} = 60\mu$, $D_{S50} = 40\mu$, $U_s = 2,65$). On mesure l'évolution de la permittivité globale (textile + sol retenu = zone filtrante) au cours de l'expérience et la masse μ_{sj} de sol retenu en fin d'expérience.

Dans le tableau D2, nous donnons l'exemple des caractéristiques.

Nous avons tenté d'interpréter les diminutions de permittivité en faisant 2 hypothèses différentes :

* la masse μ_{sj} est piégée entre les fibres (colmatage interne) sur une épaisseur $b_i \leq b_g$. b_i est évalué à partir de l'observation au microscope et la permittivité est évaluée à partir de la formule définie en III.3.1 associée à la loi de Kozeny. Soit $(K/b)_i$

* la masse μ_{sj} est piégée à l'interface ("cake") sous forme d'un dépôt limoneux d'épaisseur b_c . On suppose que le dépôt limoneux a un $\gamma_s^d = 15$ kN/m³ et une perméabilité $K_s = 10^{-6}$ m/s.

L'épaisseur de limon est alors égale à $b_c = \mu_{sj} \cdot g / \gamma_s^d$ et la permittivité est celle du bicouche (sol + textile vierge). Soit $(K/b)_c$.

Ces résultats sont comparés aux résultats expérimentaux $(K/b)_{f0}$ en début de filtration et $(K/b)_f$ en fin (tableau D3).

Le géotextile aiguilleté mince SD 240 est le plus "ouvert" vis-à-vis du sol. L'observation en coupe montre qu'il est colmaté sur toute son épaisseur ($b_i = b_g$). L'estimation de la permittivité avec l'hypothèse du colmatage interne permet en effet de le justifier.

Par contre pour l'aiguilleté épais SD 600 dont l'observation en coupe avait montré un colmatage partiel ($b_i = 2$ mm), la permittivité expérimentale est bien inférieure à celle prévue avec l'hypothèse du colmatage interne : le SD 600 est beaucoup moins "ouvert" que le SD 240 (porosité plus faible, épaisseur plus grande). L'évolution de la permittivité en fonction du temps correspond à une rétention croissante de particules (explicable par une fermeture progressive des pores entraînant un colmatage très dense, concentré en surface), tandis que le SD 240 paraît, d'après la stabilisation de la permittivité, atteindre une structure d'équilibre (qui pourrait ressembler aux "structures en éponge" observées plus haut). Cette structure d'équilibre pourrait se justifier par l'homogénéité du colmatage dans le cas de l'aiguilleté mince (SD 240) {hypothèse correspondant à notre calcul de permittivité}.

Par contre l'écart de permittivité théorique et expérimentale pour le SD 600 correspondrait à un colmatage hétérogène, concentré en surface amont.

Notre étude probabilistique du tamisage (C.V) peut permettre une meilleure compréhension de ce phénomène : une particule fine aura une faible probabilité de rétention pour un textile mince et importante pour un textile épais. Or le blocage d'une particule diminue localement la porosité et accentue la rétention et ainsi de suite. Il est donc possible d'obtenir des variations de colmatage très importantes avec l'épaisseur du textile.

Notation (Fig.D3)	Géotextile	b_g (mm)	n (%)	σ_{max} (μ)	σ_{max} / D_{85}	μ_{s1} (g/m^2)	$(K/b)_{f0}$ début ($10^{-4} s^{-1}$)	$(K/b)_f$ fin ($10^{-4} s^{-1}$)
SL 1	SD 125 c	1,4	90	85	1,42	1 113	15 000	3,4
SL 2	SD 600	4,8	86	65	1,08	1 431	3 800	0,4
SL 3	SD 240	2,8	90	100	1,67	965	9 600	960

Tableau D2 : Filtration d'eau chargée (Schaal -(40)-) . Résultats expérimentaux

Notation (Fig.D3)	Géotextile	b_g (mm)	μ_{s1} (g/m^2)	Expérimental		Colmatage interne		Cake	
				$(K/b)_f / (K/b)_{f0}$ (10^{-6})	b_i (mm)	$(K/b)_i / (K/b)_{f0}$ (10^{-6})	b_c (mm)	$(K/b)_c / (K/b)_{f0}$ (10^{-6})	
SL 1	SD 125 c	1,4	1 113	227	1,4	17 544	0,75	900	
SL 2	SD 600	4,8	1 431	105	2	98 200	0,95	2 762	
SL 3	SD 240	2,8	965	100 000	2,8	89 300	0,65	1 626	

Tableau D3 : Filtration d'eau chargée (Schaal -(40)-) . Interprétation

Pour le SD 125c non-tissé lié chimiquement mince, la correspondance entre l'expérience et le calcul basé sur un colmatage externe (cake) est bonne.

Nous avons donc fait apparaître 3 types de colmatage :

Non-tissé aiguilleté mince : colmatage interne homogène, en "éponge"

Non-tissé aiguilleté épais : colmatage interne décroissant de l'amont vers l'aval

Non-tissé lié chimiquement mince : colmatage externe (cake)

Remarquons enfin que la permittivité finale du géotextile colmaté correspond à celle d'une épaisseur de sol b_s^* fictive très faible vis-à-vis des dimensions habituelles des ouvrages en terre.

$$\frac{K_s}{b_s^*} = \left(\frac{K}{b}\right)_f \text{ - équivalence avec un limon consolidé -}$$

$$SD\ 240\ b_s^* = 3\text{mm} \quad SD\ 600\ b_s^* = 25\text{mm}$$

Ces géotextiles seront donc acceptables (critère de perméabilité) en cas de filtration temporaire d'eau chargée. Notons cependant que b_s^* faible s'explique par le dimensionnement du filtre : aucun de ces textiles ne vérifie le critère rétention standard (tableau D2) et leur ouverture maximale trop grande explique leur faible colmatage corrélé à un lessivage important.

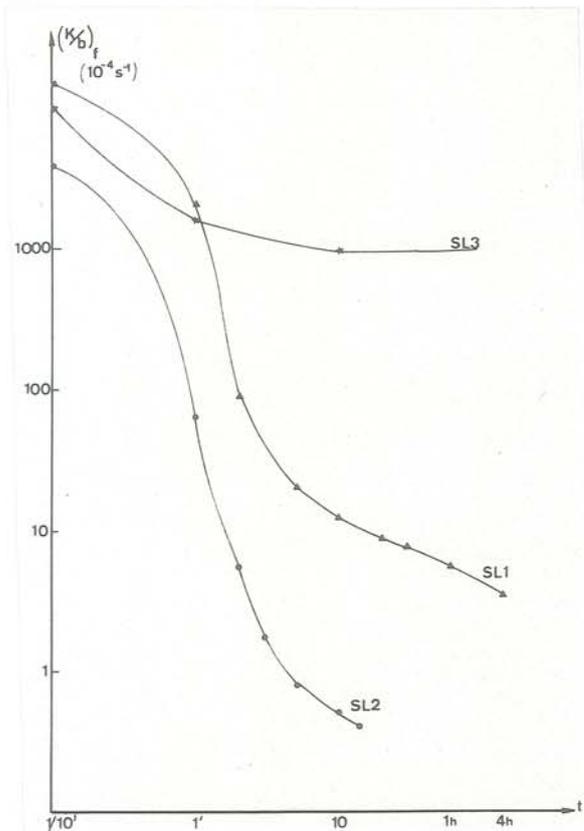


Fig. D9 : Filtration d'eau chargée en limon non cohérent (Schaal)

SL 1	SD 125c	$b_g = 1,4\text{mm}$
SL 2	SD 600	$b_g = 4,8\text{mm}$
SL 3	SD 240	$b_g = 2,8\text{mm}$

IV.1.2 : Chargement dynamique :

Un certain nombre de chercheurs (Bell et al -(3)- Hoare -(21)- Schaeffner et al -(41)- et nous mêmes -(29)- avons simulé le risque de colmatage d'une couche granulaire par le sol fin adjacent, sous l'effet d'un trafic routier ou ferroviaire. Dans ce cas de chargement répété, la contamination du textile sera souvent importante. Quoique la contamination par chargement dynamique soit complexe, il semble qu'en première approximation, on puisse corrélérer la masse de passant μ_F au travers du géotextile à l'ouverture maximale du géotextile O_{max} . Nous avons pour cela repris les résultats de Bell et al -(3)- portant sur un sol fin très étalé ($D_{S^{85}} = 100\mu$, $U_s > 500$) associé à plusieurs géotextiles tissés ou non-tissés, caractérisés par leur O_{max} . Le chargement dynamique est sinusoïdal ($f = 5$ Hz, $\sigma_N \max = 75$ kPa, $\sigma_N \min = 25$ kPa . durée totale $\Delta t = 24$ h) : on constate que μ_F est quasi-proportionnel à O_{max} (fig. D10).

L'observation du textile en fin d'expérience permet de préciser le mécanisme du colmatage, tel qu'exposé en (II.3.3) : la contamination du textile est limitée au contact avec les grosses particules granulaires (fig. D11).

Lors du chargement, les contraintes sont maximales au niveau des grosses particules granulaires, les surpressions interstitielles dans le sol fin aussi. Ce sont donc les points de migration du sol fin au travers du géotextile.

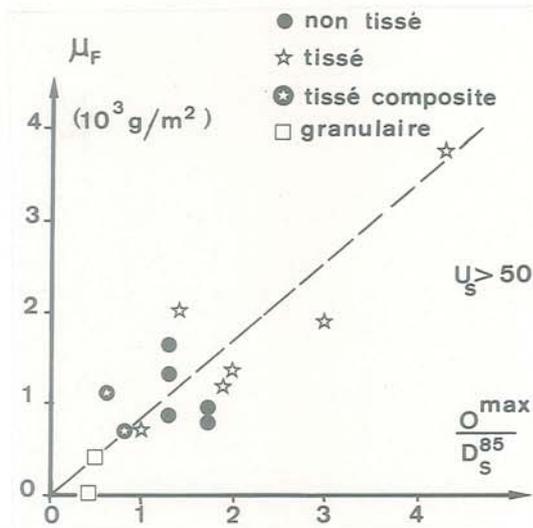


Fig. D10 : Colmatage dynamique (Bell et al -(3)-) Masse de passant μ_F en fonction de l'ouverture maximale du géotextile

Cette contamination au niveau des contacts avec le sol fin saturé est caractéristique du chargement dynamique. Dans le cas du chargement statique associé à un régime d'écoulement permanent, le phénomène est différent :

* Dans le cas d'un écoulement à faible vitesse d'écoulement, nous avons observé une situation inverse (D.IV.4 : géotextile entourant le drain de pied du barrage de Valcros). Sur la figure D12, on constate que la zone de contact des graviers du drain apparaît non polluée au contraire des intervalles entre graviers. Ceci peut se justifier par une migration préférentielle suivant les zones les plus poreuses du géotextile (entre les contacts de grains).

* Dans le cas d'un écoulement à forte vitesse d'écoulement, comme dans nos expériences au filtramètre F 150 ou F 100 (D.V) on retrouve la même configuration externe qu'en chargement dynamique, comme si le fort débit hydraulique imposait à l'écoulement d'intéresser l'ensemble du milieu fibreux avec un piégeage important au niveau des contacts et un lessivage entre ces contacts.

Nous pensons que ce point mériterait une étude complémentaire sur coupes examinées au microscope. Il apporterait des renseignements fondamentaux sur la focalisation des écoulements au travers des nappes.



Fig. D12 : Colmatage en régime d'écoulement permanent
Géotextile BD 300 côté drain (Drain de pied du barrage de Valcros)
Prélèvement après 7 ans de fonctionnement

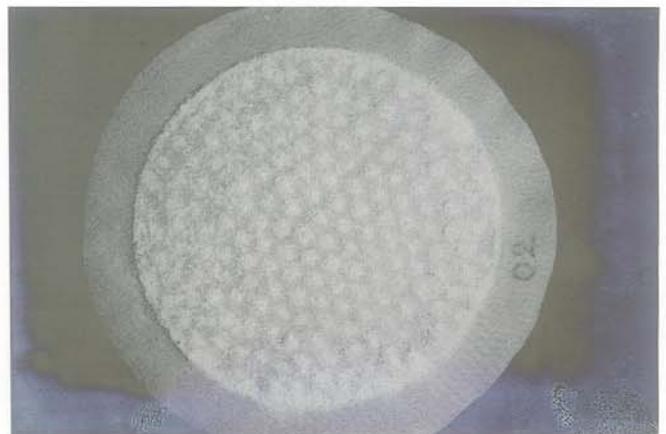


Fig. D11 : Colmatage dynamique (appareillage L185 - IRIGM-ITF)
BD 280 en fin de chargement : à droite côté sol, à gauche côté drain

D.IV.2 - CONDITIONS DE FILTRATION TRÈS CRITIQUES :

C'est le cas des écoulements en régime permanent à vitesse d'écoulement élevée mais sur sol faiblement consolidé. Les expériences de Fayoux -(30)- en filtramètre de laboratoire, correspondent à ce cas : un SD 280 est associé à 3 sols différents peu compactés ($\sigma_N = 0$) et soumis à des gradients hydrauliques atteignant $i_s = 10$. (tableau D4)

Notation (fig.D3)	U_s	D_S^{85} (μ)	σ_{max} (μ)	σ_{max}/D_S^{85}	Sol adjacent au textile
F 1	7	36	105	2,9	colmaté
F 2	25	60	105	1,75	lessivé
F 3	1,1	110	105	0,95	lessivé

Tableau D4: Résultats d'expériences de filtration -(30)- Conditions très critiques

En dernière colonne du tableau D3, nous avons noté la conclusion faite par les auteurs : le comportement général est bon, le lessivage extrêmement limité, et dans le cas F1 de colmatage, la permittivité globale de l'ensemble sol-textile n'a pas varié (le colmatage a été compensé par un lessivage en zone transitoire). Et pourtant (fig. D3) ce géotextile apparaît déjà très "ouvert" vis-à-vis des critères de rétention correspondant à des conditions non critiques. Au vu de ces résultats, un critère de rétention type critère standard apparaît a fortiori très sûr pour des conditions de filtration non critiques.

D.IV.3 - CONDITIONS DE FILTRATION MOYENNEMENT CRITIQUES :

Peu de chercheurs se sont intéressés à ces conditions moins pathologiques, donc moins démonstratives du fonctionnement de filtre.

Les études de Scott -(44)- en filtramètre correspondent à ces conditions : il s'agit de la filtration d'un sable ($D_S^{85} = 135\mu$, $U_s = 3,8$, $K_s = 90 \cdot 10^{-6}$ m/s) par un aiguilleté épais (PF 400) et un thermolié mince (TP 136) sous un gradient $i_s = 1$ et une contrainte de confinement $\sigma_N = 350$ kPa, donc un gradient non extrême et un confinement élevé.

Les résultats d'essai sont présentés sur le tableau D5 : Soient K_{go} et K_{so} les perméabilités initiales du géotextile et du sol. La stabilisation structurale du système est obtenue au bout de 2 jours et demi : la perméabilité est alors égale à K_g pour le textile, K_s pour le sol adjacent (moyenne sur 25 mm) au géotextile et K_f pour le complexe (textile + 25 mm de sol adjacent).

On constate un colmatage effectif du géotextile (K_g/K_{go} faible), qui devient beaucoup moins perméable que le sol (K_g/K_{so} faible). Le critère de perméabilité n'est plus vérifié.

Ce colmatage du textile s'accompagne d'un lessivage non négligeable des 25 mm de sol adjacent pour l'aiguilleté peu "ouvert" et d'un léger colmatage pour le thermolié mince très "ouvert", ce qui met bien en valeur qu'un raisonnement basé exclusivement sur l'"ouverture maximale" sans tenir compte de la structure du géotextile amène à des conclusions parfois non réalistes (fig. D3).

La valeur de la perméabilité résultante K_f montre que l'augmentation de résistance à l'écoulement est tout à fait acceptable, d'autant plus que le phénomène est stabilisé, et ce malgré la non vérification du critère perméabilité.

Notation (fig.D3)	S_1	S_2
Géotextile	PF 400	TP 136
b_g (mm)	3,2	0,43
σ_{max} (μ)	75	175
σ_{max}/D_S^{85}	0,56	1,37
K_{go} (10^{-6} m/s)	820	200
K_g (10^{-6} m/s)	3,6	0,4
K_g/K_{go}	1/228	1/500
K_g/K_{so}	1/25	1/225
K_{so} (10^{-6} m/s)	90	90
K_s (10^{-6} m/s)	930	13
K_f (10^{-6} m/s)	31	8,5
K_f/K_{so}	1/2,9	1/10,5

Tableau D5: Résultats d'expériences de filtration-Scott-(44)- Conditions moyennement critiques

D.IV.4 - CONDITIONS DE FILTRATION NON CRITIQUES :

Nous avons pris pour exemple le cas d'un géotextile utilisé dans un barrage en terre réel. Le barrage de Valcros, construit en 1970, a été le premier où un géotextile fut utilisé. Depuis 12 ans maintenant le barrage fonctionne correctement. Les tranchées drainantes aval (fig. D13) étaient protégées par un géotextile BD 300. En 1976 -(15)- nous avons prélevé un échantillon de textile dans l'ouvrage (fig. D12). La mesure de perméabilité a donné :

$$\sigma_N = 50 \text{ kPa} \quad K_g = 1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$$

$$\sigma_N = 50 \text{ kPa} \quad K_{go} = 1,5 \cdot 10^{-3} \text{ m/s (échantillon lavé)}$$

Le textile n'était donc absolument pas colmaté.

Le corps du barrage était constitué d'un sable silteux à granulométrie très étalée

$$D_S^{10} = 9\mu \quad D_S^{50} = 550\mu \quad D_S^{85} = 700\mu \quad U_s = 100$$

$$K_s = 1 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$$

$Q_{\max} = 105\mu$ pour le géotextile BD 300

$$\text{Donc } \frac{Q_{\max}}{D_s^{85}} = 0,15$$

Par rapport aux exemples envisagés précédemment, ce géotextile est très fermé vis-à-vis du sol au contact. On peut se poser, comme Giroud (17) - la question de savoir le comportement qu'aurait eu le système sol-textile avec une ouverture maximale voisine de 700μ comme l'autorise le critère Standard. Giroud, dans un tel cas de sol très étalé, propose (fig. D3) de minorer (Q_{\max}/D_s^{85}) maximum pour éviter tout lessivage. (formule {4}).



Fig. D13 : Barrage en terre de Valcros
Tranchées drainantes avec BD 300

D.V - ETUDE EXPERIMENTALE

Le chapitre précédent a permis de montrer, à la lumière des résultats disponibles actuellement, que le problème du comportement filtrant des géotextiles est très vaste et encore incomplètement résolu. Une des conséquences d'ailleurs, c'est que les critères de filtration proposés sont généralement très sévères vis-à-vis des conditions habituelles de fonctionnement.

Pour notre étude expérimentale, nous avons volontairement choisi de limiter nos recherches à quelques uns des paramètres les plus imprécisément pris en compte par les critères actuels :

* choix d'un géotextile non-tissé, aiguilleté ou thermolié (l'étude de filtration sur tissé est en cours d'expérimentation)

* rôle de l'uniformité du sol : sol de granulométrie étalée ou étroite (réf. D.II.2)

* caractère critique des conditions de filtration : confinement et gradient hydraulique ne sont pris en compte que sommairement dans les critères de filtre actuels, suivant la classification (conditions normales/conditions critiques) alors qu'ils influencent grandement la stabilité du sol à filtrer.

D.V.1 - CONDITIONS EXPERIMENTALES :

V.1.1 : Généralités :

Comme signalé ci-dessus, nous nous sommes limités à la simulation de quelques cas de filtration, avec deux sols fins à filtrer et deux géotextiles.

1.1.1 : Conditions expérimentales simulées :

Nous considérons le cas classique du filtre géotextile protégeant un drain granulaire. Nous avons tenté de vérifier que la fonction filtre était conservée lors des deux phases principales de la vie du géotextile :

* la phase de mise en oeuvre : le textile est soumis à des sollicitations dynamiques liées au compactage du sol ou à la circulation d'engins de chantier. Nous ne considérerons pas ici le risque initial, à la mise en oeuvre, du décollement entre le sol et le filtre entraînant une circulation d'eau chargée (D.IV.1).

Pour chaque expérience, l'échantillon est composé d'une épaisseur de sol b_s , séparée d'un drain constitué de billes de verre de 10 mm de diamètre, par le filtre géotextile. L'échantillon a une section circulaire (diamètre ϕ) et est comprimé dynamiquement (simulation de la mise en oeuvre) ou statiquement (compression statique σ_N de l'ouvrage en service). Dans chaque cas il est possible d'imposer une circulation d'eau du sol vers le drain.

* l'ouvrage en service : le textile est comprimé statiquement et est soumis à un régime hydraulique quasi-permanent. Nous n'envisagerons pas le cas de l'écoulement alterné.

Comme dans le chapitre précédent, on distinguera des conditions de stabilité du sol très critiques (sollicitations dynamiques, ou gradient hydraulique fort associé à un faible confinement σ_N) de conditions peu critiques (gradient faible associé à un confinement élevé).

1.1.2 : Géotextiles :

Il s'agit de deux géotextiles non-tissés de masse surfacique équivalente mais l'un est aiguilleté (BD 280), l'autre thermolié (TP 270). Sur les figures D14 et D15 nous donnons les variations d'épaisseur b_g , de perméabilité K_{g0} et de permittivité (K_{g0}/b_g) de ces deux textiles.

On remarquera la plus grande sensibilité de l'aiguilleté à la compression σ_N .

Dans quelques cas, nous avons utilisé un géotextile non-tissé très poreux et très compressible (GSM 700 : tableau B1).

Leur ouverture maximale est :

BD 280	: $Q_{\max} = 105\mu$
TP 270	: $Q_{\max} = 70\mu$
GSM 700	: $Q_{\max} > 200\mu$

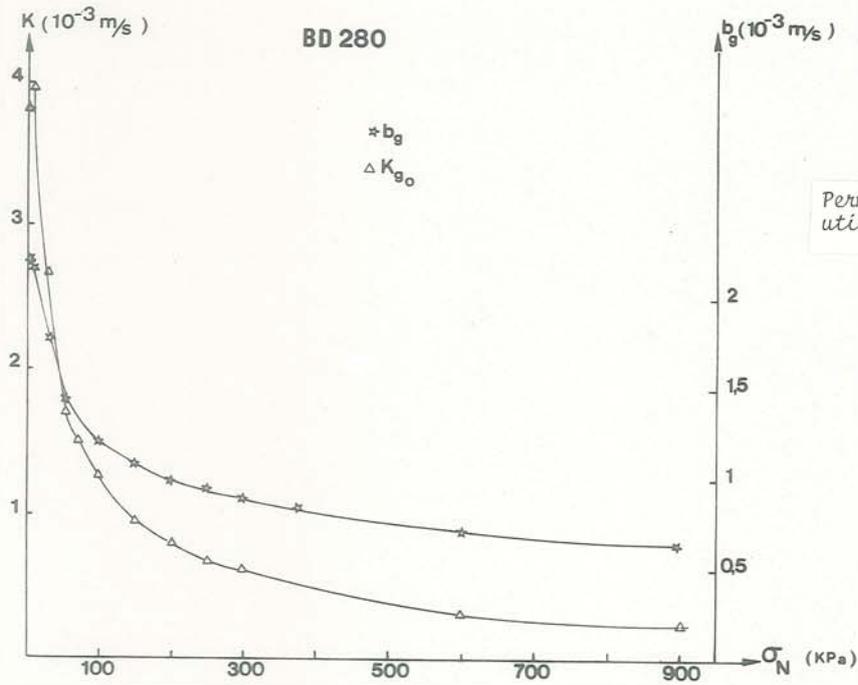


Fig. D14 :

Perméabilité et épaisseur des géotextiles utilisés dans l'étude de filtration

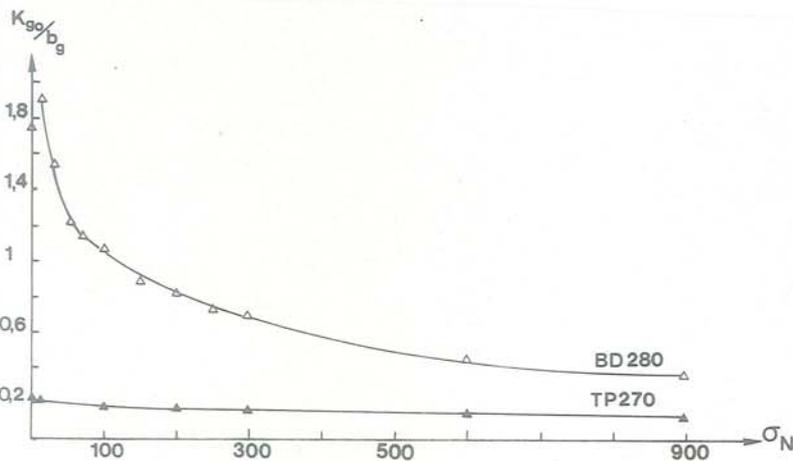
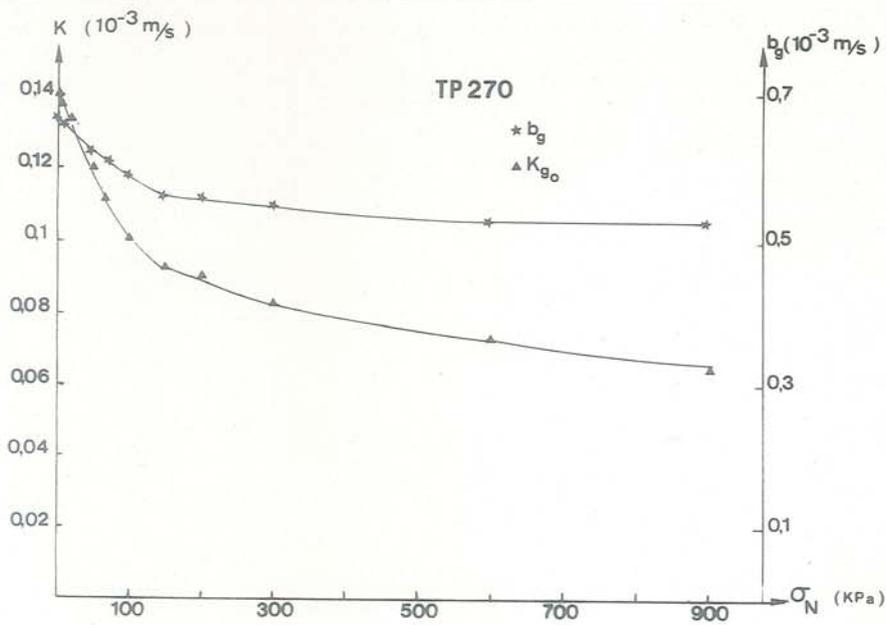


Fig. D15 :

Permittivité des géotextiles utilisés dans l'étude de filtration

1.1.3 : Sols :

Il s'agit de deux sols fins de poudre de silice, donc non cohérents, de même D_s^{80} (et de D_s^{85} très voisin), mais le sol 1 a une granulométrie très étalée, tandis que le sol 2 a une granulométrie très étroite (fig. D16).

$$\text{Sol 1 : } D_s^{85} = 112\mu \quad D_s^{50} = 41\mu \quad U_s = 25$$

$$\text{Sol 2 : } D_s^{85} = 103\mu \quad D_s^{50} = 89\mu \quad U_s = 1,5$$

La forme des grains intervient, aussi bien dans l'évaluation de la granulométrie que dans les mécanismes de filtration mis en jeu. Nous présentons deux macro-photos des grains de ces sols (fig. D17).

La perméabilité de ces sols (qui variera légèrement suivant la compacité durant l'essai) est de l'ordre de :

$$\text{Sol 1 : } 1,8 \cdot 10^{-7} \text{ m/s} \leq K_s \leq 8,5 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$$

$$\text{Sol 2 : } 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s} \leq K_s \leq 5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

Vis-à-vis des critères de rétention, nous nous sommes volontairement placés dans des conditions limites :

Notation fig. D3	Sol	Géotextile	$0^{\max}/D_s^{85}$	U_s
BD 1	1	BD 280	0,94	25
TP 1	1	TP 270	0,62	25
BD 2	2	BD 280	1,02	1,5
TP 2	2	TP 270	0,68	1,5

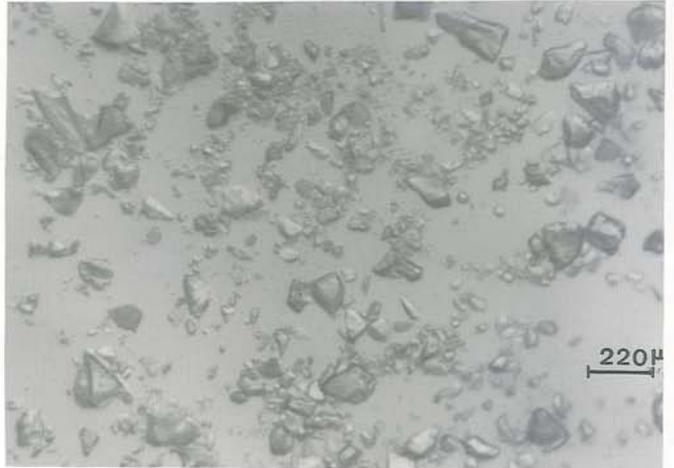
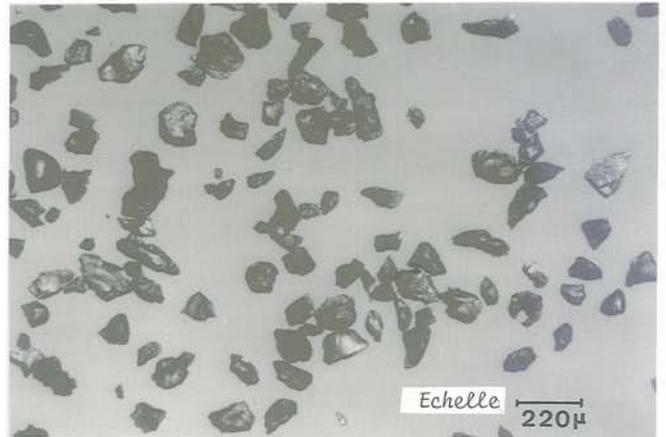
Sol 1:**Sol 2:**

Fig. D17 : Forme des grains des sols utilisés en filtration

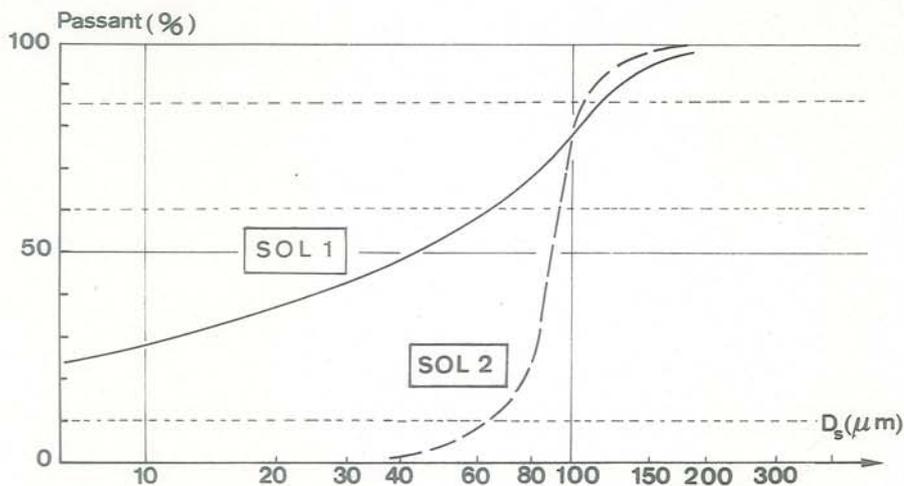


Fig. D16 : Granulométrie des sols utilisés en filtration

V.1.2 : Appareillage pour essais dynamiques (L 185) :

Ces essais ont été effectués à l'ITF Lyon par Loubinoux -(29)-

La cellule d'essai a un diamètre $\phi = 185$ mm (fig. D18). Le sol est placé à une teneur en eau initiale w_0 . L'effort de compression est appliqué au moyen d'un dispositif mécanique (fig. D19) qui permet de laisser tomber une masse M d'une hauteur h maximale de 1 m, avec une périodicité minimale de 4s entre 2 chocs. Nous avons choisi, pour l'ensemble des expériences :

$M = 8\ 900\text{g}$, $h = 1\text{m}$, $T = 10\text{s}$, nombre total de chocs $N = 100$

Avec l'hypothèse que les frottements sont négligeables, l'énergie totale appliquée sur 1 500g (Sol 1) ou 1 000g (Sol 2), soit une épaisseur de sol $b_s = 20$ à 30 mm, est de 325 kJ/m^2 . A titre indicatif, l'énergie appliquée à 1 000g de sol de densité 2 lors d'un essai de compactage "Proctor Normal" est de 36 kJ/m^2 et pour le "Proctor modifié", de 166 kJ/m^2 .

En cours d'essai on mesure le tassement du sol (fig. D20) : on remarque que le tassement est moindre pour les teneurs en eau w_0 les plus élevées (w_0 toujours supérieur à w optimum de compactage). En fin d'expérience, le sol est pratiquement saturé. Les mesures de teneur en eau finale effectuées sur prélèvement à plusieurs niveaux (fig. D21) montrent que les teneurs en eau sont systématiquement inférieures à w_0 et d'autant plus que w_0 est grand. Par ailleurs la teneur en eau est maximale au voisinage du géotextile, ce que, en accord avec les travaux de Hoare -(21)- nous attribuerons au "pumping" et non aux forces de gravité.

Chaque type d'essai (sol/ w_0 /géotextile) est effectué sur deux échantillons différents : pour le premier on récolte la masse μ_f de sol filtré et μ_{sj} la masse piégée, par unité de surface, et on effectue une granulométrie de ces sols. Pour le second, on mesure la permittivité globale de l'échantillon $(K/b)_T$ par le dispositif de la fig. D22 : la cellule est retournée puis reliée à un réservoir d'eau à niveau constant.

Cependant le système de mesure peu précis a seulement permis de montrer que le colmatage du géotextile entraînait au maximum une diminution de la permittivité globale $(K/b)_T$ dans un rapport 2/5 (avec $b_s \approx 25\text{mm}$ b_g (BD) = 3,1mm b_g (TP) = 0,7mm).

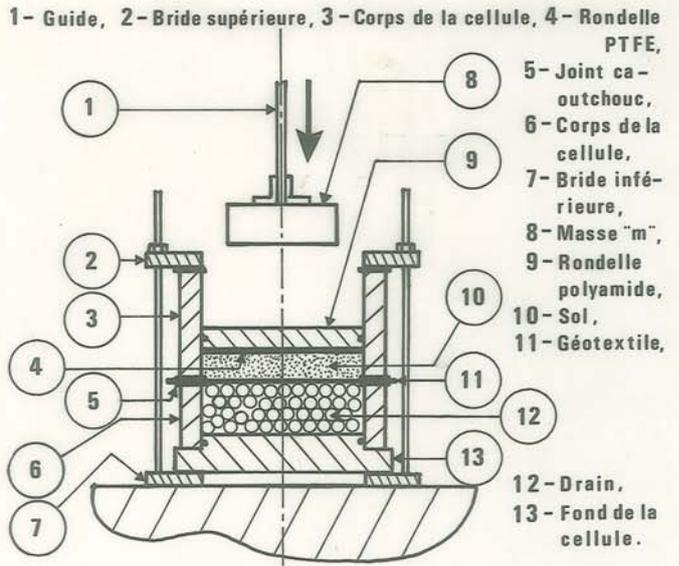


Fig. D18 : Dispositif expérimental pour essais dynamiques (L 185)



Fig. D19 : Appareillage pour essais dynamiques (L 185) - Vue d'ensemble

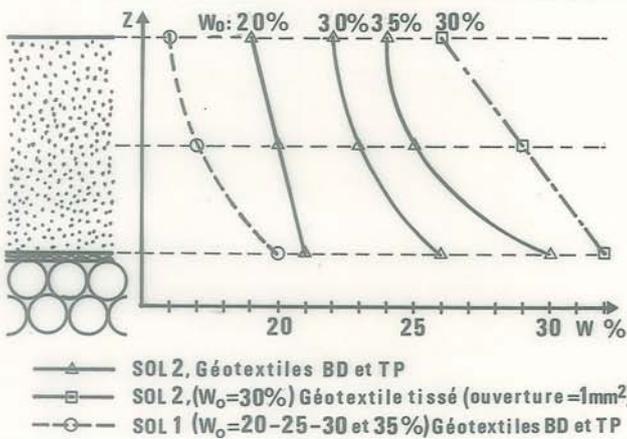


Fig. D21 : Teneur en eau du sol après 100 chocs
 w_0 teneur en eau initiale

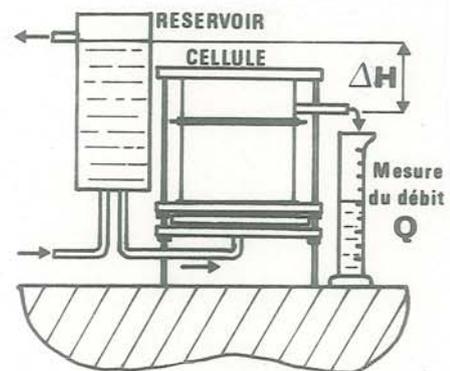


Fig. D22 : Mesure de la permittivité de l'échantillon après essai dynamique (L 185)

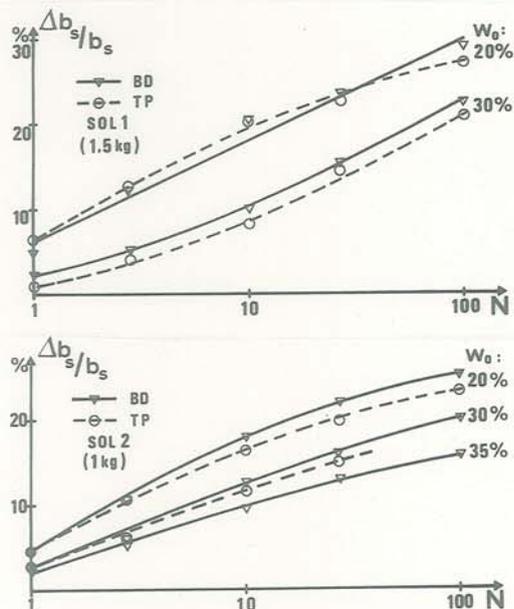


Fig. D20 : Tassement relatif du sol en fonction du nombre de chocs N
Essais dynamiques (L 185)

V.1.3 : Appareillage pour essais statiques (F 150 et F 100) :

Nous avons conçu successivement deux types d'appareillage différents pour étudier ce problème -(31)-.

L'échantillon de (sol + textile + drain) est analogue à celui présenté pour les essais dynamiques. Le diamètre de l'échantillon est égal à $\phi = 150\text{mm}$ (pour F 150) ou 100mm (F 100). L'échantillon est comprimé sous une compression statique $0 \leq \sigma_N \leq 1\,000\text{ kPa}$. Après saturation de l'ensemble par montée lente de l'eau dans la cellule depuis les billes du drain vers le sol, un écoulement permanent est établi du sol vers les billes. Sous les billes, un papier d'arrêt à forte rétention de particules permet de récupérer le sol passé au travers du géotextile. Des tests ont montré qu'aux vitesses d'écoulement utilisées ($3 \cdot 10^{-5}\text{ m/s}$ maximum), les pertes de sol au travers du papier d'arrêt étaient négligeables.

La granulométrie du passant est analysée ainsi que celle du sol voisin de l'interface textile.

1.3.1 : Filtramètre F 150 : (essais "F" de filtration)

Il est utilisé pour les essais de filtration d'une durée de 6 jours ($\Delta t = 145\text{h.}$). Le diamètre de la cellule égal à celui du carottier CBR permet de traiter des échantillons prélevés in situ. La cellule est composée d'un nombre variable de cerces empilées et serrées entre elles. Ce système permet des mesures de permittivité différentielles par découpage, après mesure, d'une épaisseur de sol égale à celle d'une cerce (fig. D23 et D24).

Dans les expériences présentées ici, l'épaisseur du complexe (sol + textile) b_T est variable d'un essai à l'autre ($20 < b_T < 80\text{ mm}$).

Des capteurs de pression à membrane, donc sans variation de volume (ce qui est nécessaire si l'on veut obtenir des temps de réponse acceptables) permettent une mesure des variations de la charge hydraulique en plusieurs points de l'échantillon. Les sondes de pression sont des petits tubes à bout filtre, dont l'extrémité est placée à 10 mm de la paroi du filtramètre. Chaque cerce est munie d'orifices permettant le passage de sondes à plusieurs niveaux.

La sonde (1) est placée au niveau du piston supérieur de compression, la sonde (3) est située dans le lit de billes du drain, la sonde (2) est située dans le sol : soit b_s l'épaisseur de sol entre les sondes (1) et (2) et b_f l'épaisseur de (sol + textile) entre les sondes (2) et (3), ce n'est pas la distance verticale entre (2) et (3).

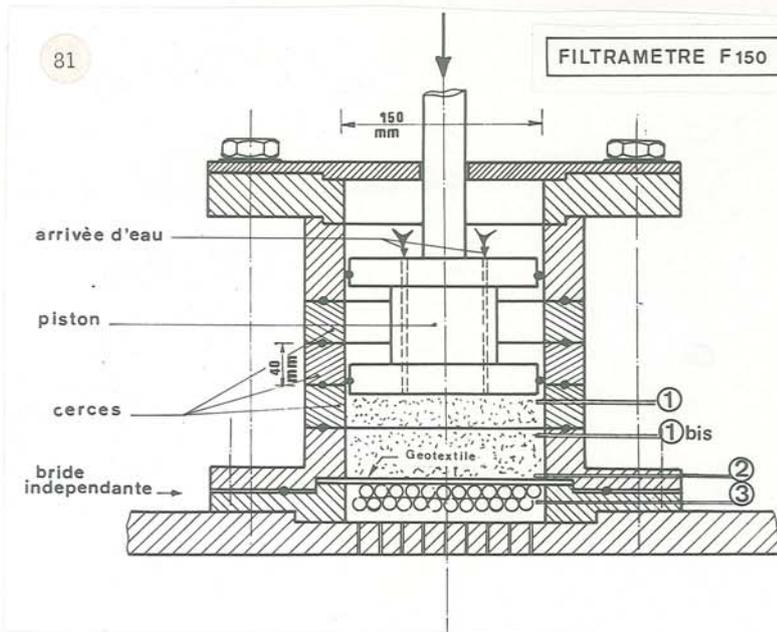


Fig. D23 : Cellule du filtramètre F 150 (essais de filtration)

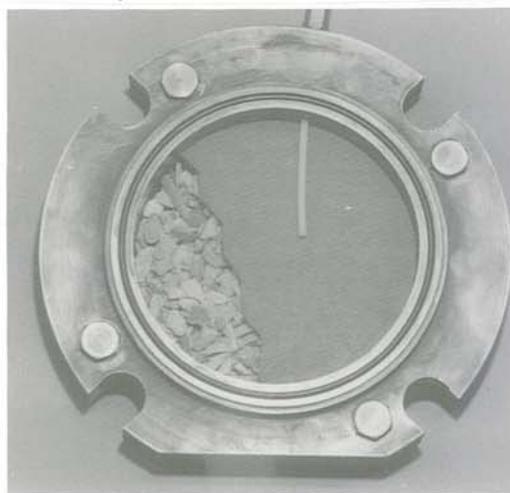


Fig D24 bis : Filtramètre F150

Vue de la bride en place avec le sol du drain et la prise de pression à l'amont du textile



Fig. D24 : Filtramètre F 150 - vue d'ensemble

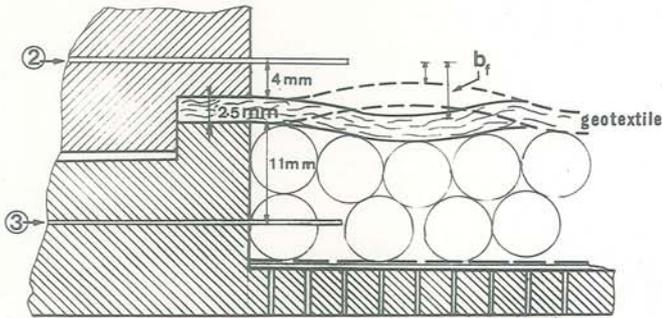


Fig. D25 : Mesure de la permittivité de la zone filtrante par sondes de pression (F 150)

On obtient $b_T = b_s + b_f$

On néglige la perte de charge dans le drain de billes ; mais l'épaisseur b_f est difficile à estimer (fig. D25).

Théoriquement $b_f = b_g + 4$ mm. En fait b_f effectif correspond à l'épaisseur (sol + géotextile) en dessous de la sonde (2), et en raison des irrégularités de la surface du drain, celle-ci ne peut être appréciée avec précision. Cette épaisseur de (sol + textile) est appelée "zone filtrante".

Du fait de l'imprécision sur b_f , il apparaît raisonnable d'en rester à la mesure de permittivité $(K/b)_f$ et de ne pas faire apparaître la permittivité du géotextile.

$$\{7\} \quad (K/b)_f = \frac{V}{\Delta H_f}$$

avec V débit unitaire à 20°C et $\Delta H_f = \Delta H$

Soit $\Delta H_s = \Delta H_{1,2}$ la perte de charge dans l'épaisseur de sol située au dessus de la zone filtrante et d'épaisseur $b_s = b_{1,2}$

$$\{8\} \quad (K/b)_s = \frac{V}{\Delta H_s}$$

La perte de charge totale du complexe sol-textile est égale à $\Delta H_T = \Delta H_{1,3}$

Durant l'essai, les charges amont et aval sont généralement maintenues constantes, ce qui entraîne une décroissance de ΔH_T due à la diminution de permittivité du papier d'arrêt colmaté par le passant.

La permittivité globale est égale à :

$$\{9\} \quad (K/b)_T = \frac{1}{1/(K/b)_s + 1/(K/b)_f}$$

Pour mieux apprécier l'évolution du complexe sol-géotextile, nous considérerons l'épaisseur fictive b_s^* de sol de permittivité initialement égale à celle de la "zone filtrante"

$$\{10\} \quad \left(\frac{K}{b}\right)_{so}^* = \left(\frac{K}{b}\right)_{fo} \quad \text{avec} \quad \left(\frac{K}{b}\right)_{so}^* = \frac{K_{so}}{b_s^*}$$

La mesure "initiale" (indice 0) correspond au début de la mise en écoulement permanent : le seul colmatage possible à ce temps "initial" est celui dû à la compression statique du sol sur le géotextile.

K_{so} est la perméabilité initiale du sol, mesurée entre (1) et (2). i_{so} est le gradient initial dans le sol, entre (1) et (2).

* Pour un sol normalement compacté au voisinage du géotextile :

Si le géotextile est initialement peu colmaté par la mise en place, la permittivité du géotextile est grande devant celle du sol. Donc b_s^* est pratiquement égal à l'épaisseur de sol appartenant à la zone filtrante (entre (2) et le géotextile) :

$$b_f \approx b_g + b_s^* \quad (b_s^* \text{ égal à l'épaisseur réelle de sol})$$

Si le géotextile est initialement colmaté :

$$b_f < b_g + b_s^* \quad (b_s^* \text{ supérieur à l'épaisseur réelle de sol})$$

* Pour un sol mal compacté au voisinage du géotextile, on pourra avoir :

$$b_f > b_g + b_s^* \quad (b_s^* \text{ inférieur à l'épaisseur réelle de sol})$$

L'interprétation des essais se fera de la façon suivante :

→ $(K/b)_f$: Sa variation traduit l'évolution de la structure de la zone filtrante : une décroissance traduit un colmatage et une croissance un lessivage.

$$\rightarrow (K/b)_s^* : \left(\frac{K}{b}\right)_s^* = \left(\frac{K}{b}\right)_s \cdot \frac{b_s}{b_s^*} \quad \text{avec} \quad \left(\frac{K}{b}\right)_{so}^* = \left(\frac{K}{b}\right)_{fo}$$

Le fait de ramener l'épaisseur b_s de sol à une épaisseur b_s^* permet une comparaison assez réaliste des perméabilités du sol (entre (1) et (2)) et de la zone filtrante.

Si $(K/b)_s^*$ reste constant pendant l'essai de filtration, K_s aussi et on en déduit que la zone perturbée par le filtre textile se limite à la "zone filtrante" qui inclue dans ces conditions la zone de rétention et la zone transitoire de lessivage (fig. D1).

→ $(K/b)_T$: Sa variation traduit l'importance relative du colmatage + lessivage local, au niveau global du complexe sol-textile. L'échelle du diagramme de variation de $(K/b)_T$ a été choisie de manière à ce qu'une même variation relative de $(K/b)_T$ et $(K/b)_f$ se traduise par une même variation d'ordonnée.

Si $\left(\frac{K}{b}\right)_T$ reste pratiquement constant, cela signifie que la modification de permittivité de la zone filtrante n'a aucune influence au niveau global, soit que cette modification soit faible, soit que le colmatage de la zone filtrante soit compensé par le lessivage du sol amont.

→ $\frac{\Delta H_f}{\Delta H_s^*}$: Dans le but de se rapprocher de la notion de "gradient ratio" GR utilisée par le Corps des Ingénieurs US (réf. D.III.2), nous avons calculé :

$$\frac{\Delta H_f}{\Delta H_s^*} \approx \frac{\Delta H_f/b_f}{\Delta H_s^*/b_s^*} = \frac{i_f}{i_s}$$

Cependant la valeur des épaisseurs de sol et de zone filtrante n'étant pas les mêmes pour nous et pour le C.I.U.S., le même comportement en filtration ne se traduira pas par les mêmes variations de i_f/i_s .

Les paramètres d'identification de ces essais de filtration seront le sol (1 ou 2), le géotextile (BD ou TP) et les conditions de stabilité du sol (i_{so} et σ_N) plus ou moins critiques.

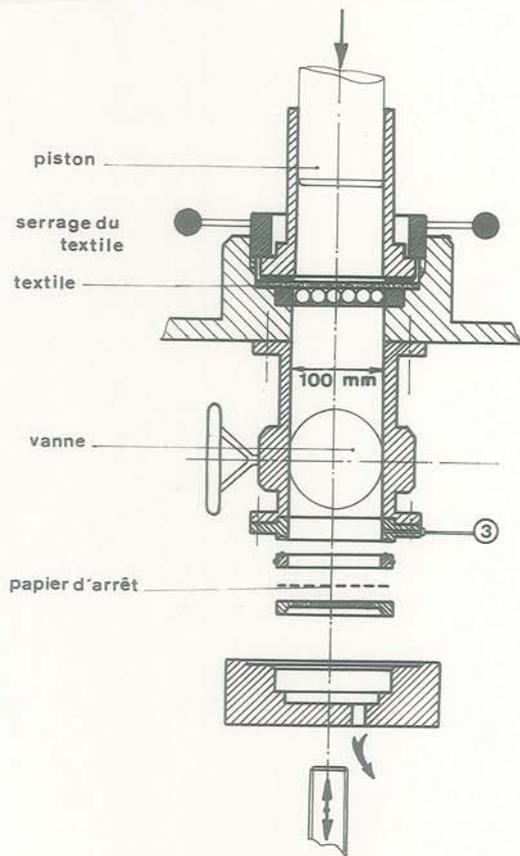


Fig. D26 : Cellule du filtramètre F 100
(essais de passant)



Fig. D27 : Filtramètre F 100 - vue d'ensemble

1.3.2 : Filtramètre F 100 : (essais "P" de passant)

Il est utilisé pour des essais d'une durée ($\Delta t = 24$ h). Aucune mesure en continu des pertes de charge n'est effectuée. L'analyse porte sur le passant exclusivement. Cet appareillage permettra une collecte de la masse de passant ayant traversé le géotextile, en cours d'essai de passant (fig. D26 et D27).

La cellule a un diamètre de 100 mm. L'échantillon est constitué comme précédemment. La compression statique σ_N sur l'échantillon est exercée par l'intermédiaire d'un piston et d'un système pneumatique. Un papier d'arrêt permet, ici aussi, de recueillir le passant obtenu au travers du géotextile. Cependant une vanne intercalée entre l'échantillon et le papier d'arrêt permet, sans démontage de l'expérimentation, par simple fermeture de la vanne, et changement du papier d'arrêt, d'analyser l'évolution du passant au cours du temps. Cette opération n'a pas été effectuée pour la première série d'essais présentée ici.

D.V.2 - FILTRATION D'UN SOL A GRANULOMETRIE ETROITE :

$$\text{Sol 2} : U_s = 1,5$$

$$\text{BD 280} : 0^{\text{max}}/D_s^{85} = 1,02$$

$$\text{TP 270} : 0^{\text{max}}/D_s^{85} = 0,68$$

Nous distinguerons les essais suivant le facteur d'instabilité lié aux conditions du test, ce qui nous permettra de mettre en valeur la sensibilité du complexe sol-textile aux conditions de fonctionnement filtrant.

V.2.1 : Conditions de filtration très critiques : essais dynamiques :

La masse de passant μ_f (fig. D28) croît légèrement avec la teneur en eau w_0 initiale mais reste dans tous les cas très faible. La masse piégée μ_{si} croît aussi avec w_0 . On remarquera que cette masse, ramenée au volume des vides du géotextile ($\mu_{si}/n.b_g$) est équivalente pour les deux géotextiles, ce qui semble traduire un colmatage équivalent.

L'histogramme du passant (fig. D29) en % montre que la granulométrie du passant est radicalement plus fine que celle du sol initial. La concentration du passant en particules très fines pourrait être liée à des brisures de particules sous l'effet des impacts. Le TP 270, sans doute du fait de sa faible épaisseur, laisse passer des grosses particules (largement supérieures à son ouverture maximale) en petit nombre.

Les masses de passant sont très faibles : les deux géotextiles jouent correctement leur fonction de rétention des particules. Les mesures de perméabilité globale K_T ont confirmé que le colmatage restait admissible.

V.2.2 : Conditions de filtration moins critiques : essais statiques ($\sigma_N \geq 10$ kPa, $i_{50} \leq 1$) :

* Des "essais de filtration" (F 150 : $\Delta t = 145$ h), effectués sur BD 280 et TP 270, sous compression très faible ($\sigma_N = 10$ kPa) et des gradients hydrauliques voisins de 0,5 montrent clairement un colmatage de la zone filtrante : (fig. D 30 et D31)

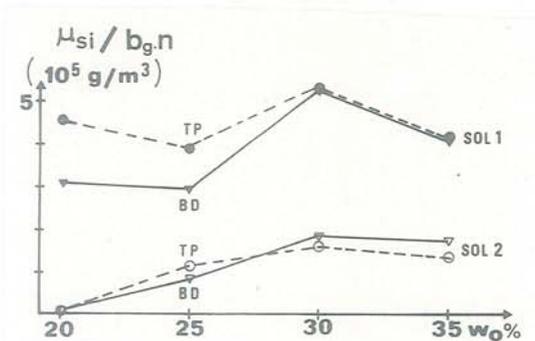
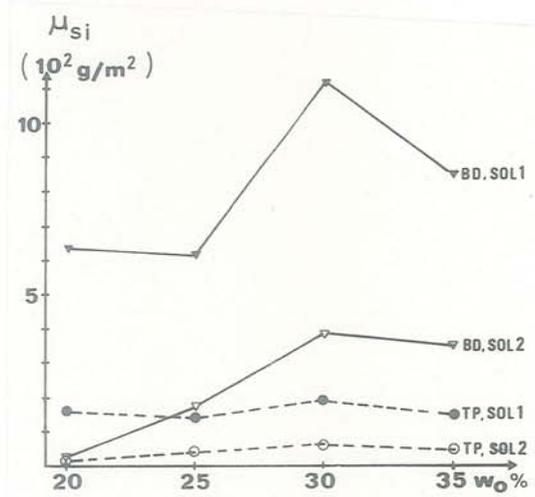
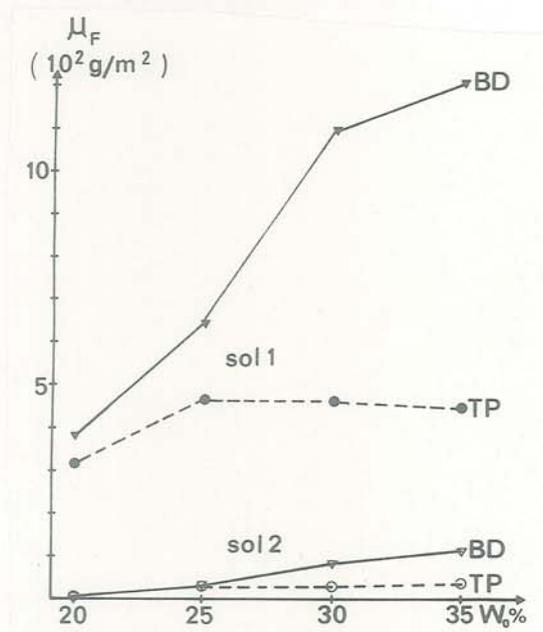


Fig. D28 : Essais dynamiques (L 185) - Masse de passant μ_F et masse piégée μ_{si} en fonction du sol, de sa teneur en eau w_o , et du géotextile

$(K/b)_F$ décroît et tend à se stabiliser avant 145h

$(K/b)_S^*$ reste constant

$(K/b)_T$ est divisé par un coefficient entre 2 et 3

Le colmatage semble donc se stabiliser rapidement et la diminution de permittivité globale est tout à fait admissible (réf. $(K/b)_T$) même si $(K/b)_F$ se trouve divisé par 10.

* Ces essais ont été doublés d'"essais de passant" similaires ($\Delta t = 24 \text{ h}$).

La comparaison des masses de passant μ_F (tableau D6) montre que la masse de passant n'augmente pratiquement pas au delà de 24 h.

Le couplage des "essais de passant" et "de filtration" confirme donc que le colmatage ne correspond qu'à la mise en place d'une structure stable de blocage des particules. Dans ces conditions le géotextile satisfaisant d'un point de vue rétention des particules et permittivité, remplit donc correctement son rôle de filtre.

V.2.3 : Influence des conditions de filtration :

2.3.1 : Essais dynamiques/statiques :

Les essais dynamiques sont tout à fait en accord avec les essais statiques : la masse de passant est très faible dans les deux cas (tableau D6).

Par contre les histogrammes de passant montrent des différences : le passant obtenu en "statique" est plus grossier, ce qui pourrait se justifier par la faible compression statique ($\sigma_N = 10 \text{ kPa}$) comparée à la pression dynamique (comprimant le géotextile et diminuant son ouverture), et par l'attrition obtenue en dynamique (fig. D32).

2.3.2 : Compression σ_N et gradient i_{s0} :

Les masses de passant obtenues en essai de filtration (tableau D6) pour ($\sigma_N = 10 \text{ kPa}/i_{s0} = 0,5$) et ($\sigma_N = 100 \text{ kPa}/i_{s0} = 10$) sont équivalentes, ce qui témoigne de l'influence contraire de la compression et du gradient. Les histogrammes de passant (fig. D33) montrent par contre que la granulométrie des particules traversant le textile est plus fine pour la compression la plus forte : diminution de l'ouverture du textile avec σ_N et augmentation du lessivage de particules fines avec i_{s0} .

En fait la compression σ_N a une double action stabilisatrice sur la structure filtrante : elle confine le sol, bloquant ainsi les grains, et elle diminue la porométrie du géotextile. Ce second effet sera moindre pour le géotextile thermolié TP 270.

L'étude a donc été complétée par des "essais de passant" ($\Delta t = 24 \text{ h}$) à gradient fixe ($i_{s0} = 1$) sous σ_N variable :

La masse de passant diminue avec σ_N croissant, de même que sa granulométrie (fig. D34). Le D_{F5}^{25} n'est évidemment pas assimilable à l'ouverture du textile. On notera cependant que pour $\sigma_N = 10 \text{ kPa}$, le passant contient des particules très nettement plus grandes que l'ouverture O_{max} . L'observation des histogrammes du passant (fig. D35) montre une variation plus notable pour le BD 280, dont la structure fibreuse est plus sensible à la compression que celle du TP 270.

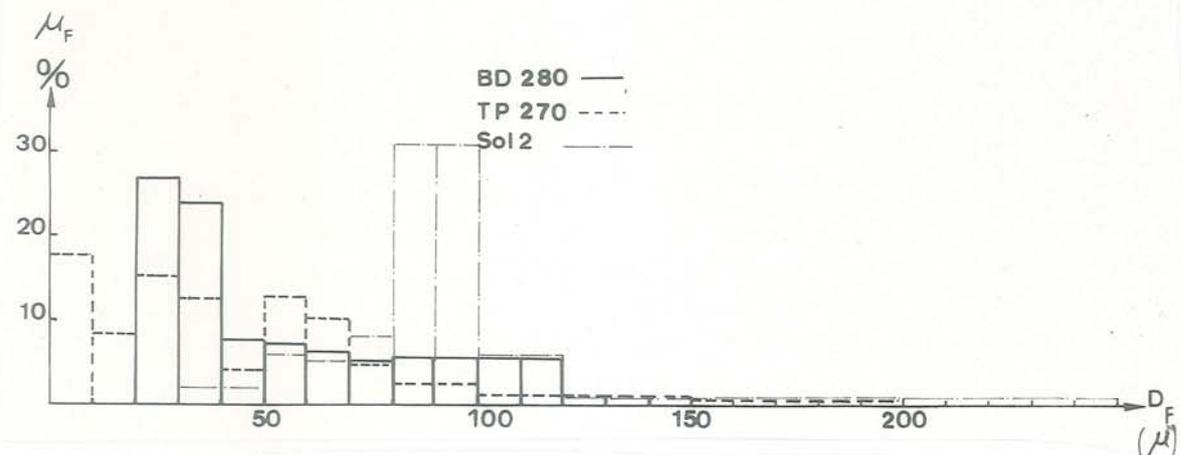
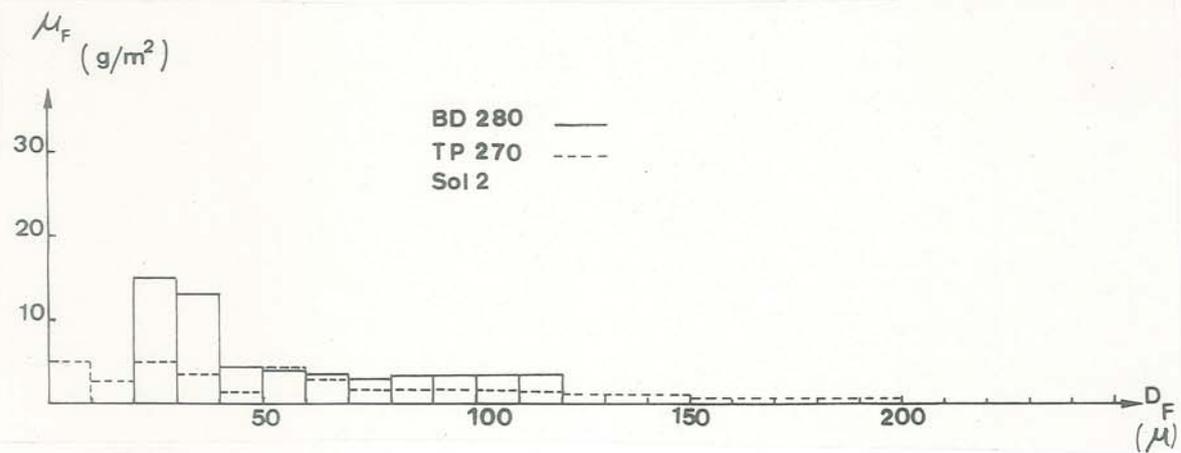


Fig. D29 : Essais dynamiques (L 185) - Histogramme du passant (Sol 2 - $w_o = 30\%$)

μ_F (g/m ²)	Dynamique ($w_o = 30\%$)	Statique ($\sigma_N = 10$ kPa)		Statique ($\sigma_N = 100$ kPa)
Sol 2 + BD 280	54	73,5 ($\Delta t = 24$ h/ $i_{so} = 1$)	90 ($\Delta t = 145$ h/ $i_{so} = 0,3$)	25,5 ($\Delta t = 145$ h/ $i_{so} = 2,5$)
Sol 2 + TP 270	37	43 ($\Delta t = 24$ h/ $i_{so} = 1$)	25 ($\Delta t = 145$ h/ $i_{so} = 0,5$)	25,4 ($\Delta t = 145$ h/ $i_{so} = 10$)

Tableau D6 : Masse de passant de Sol 2 suivant les conditions d'essai

ESSAI N°F6

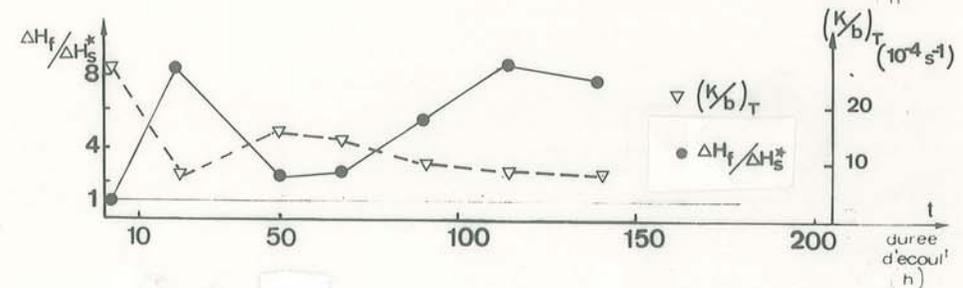
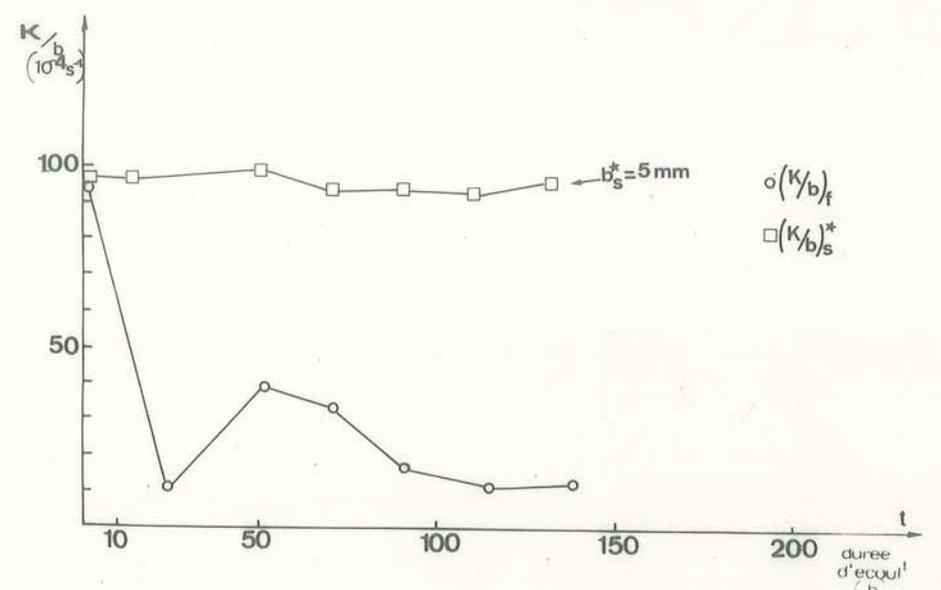
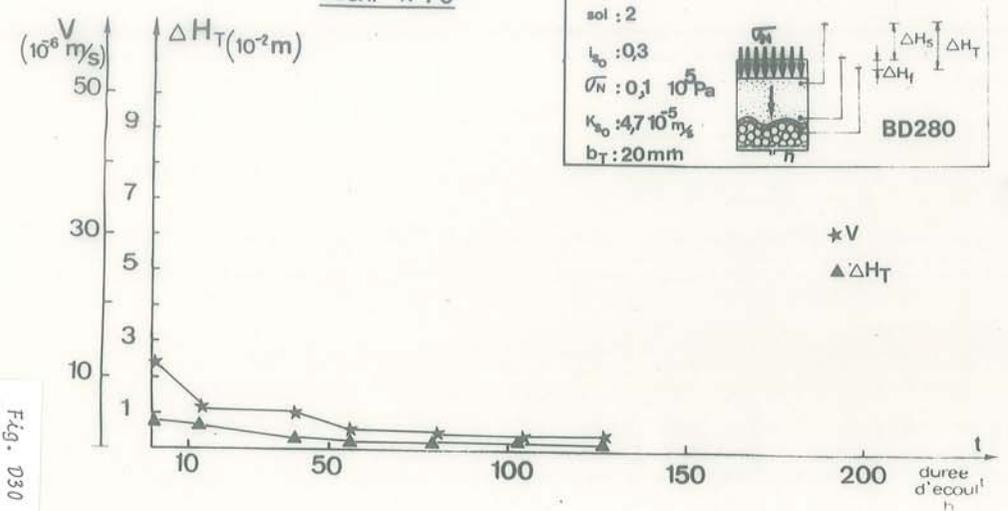
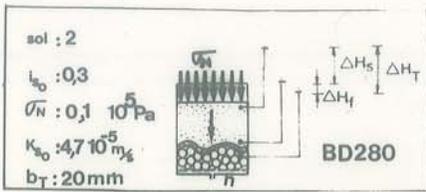
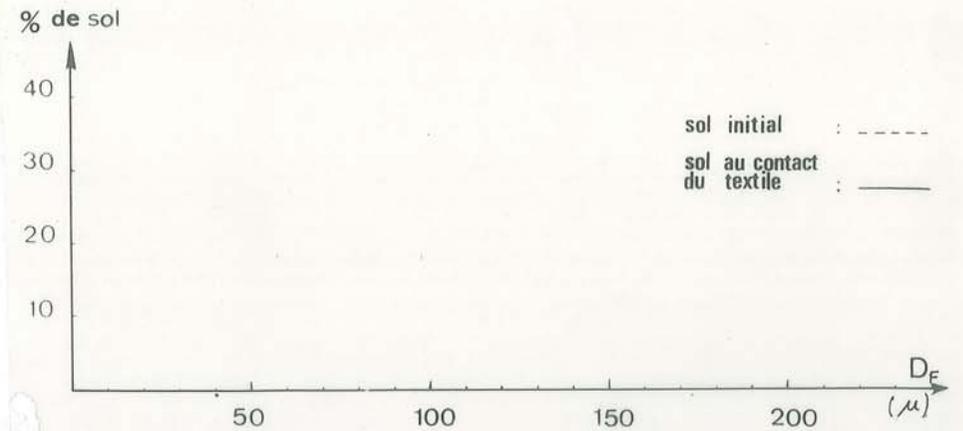
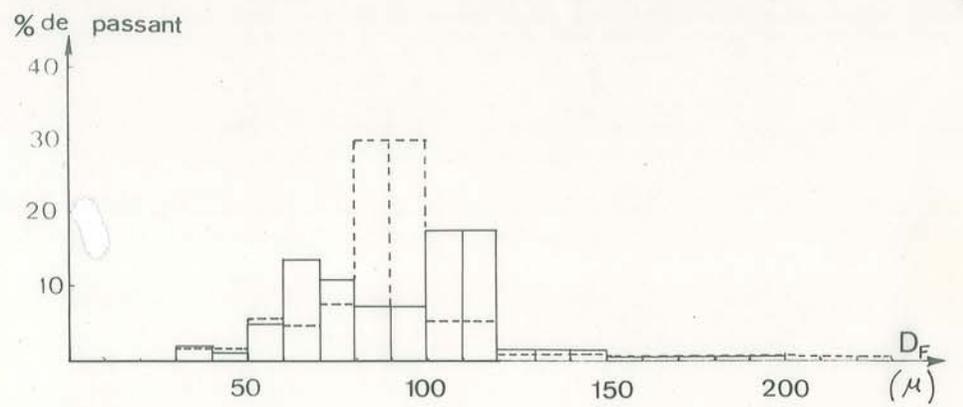
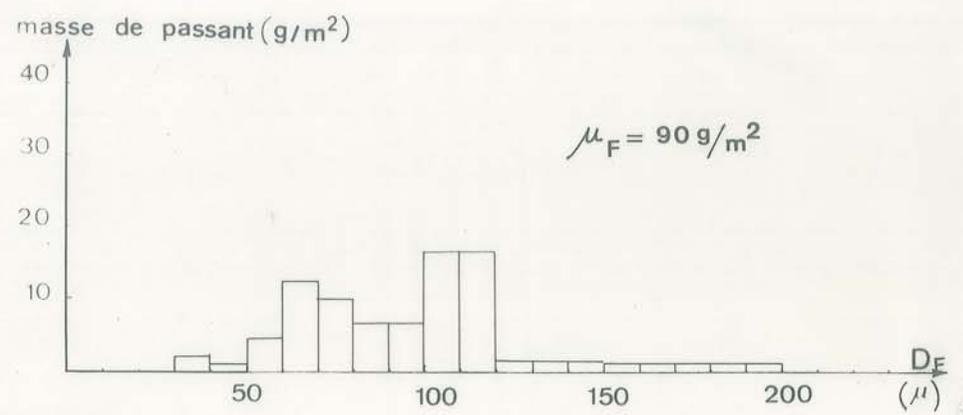
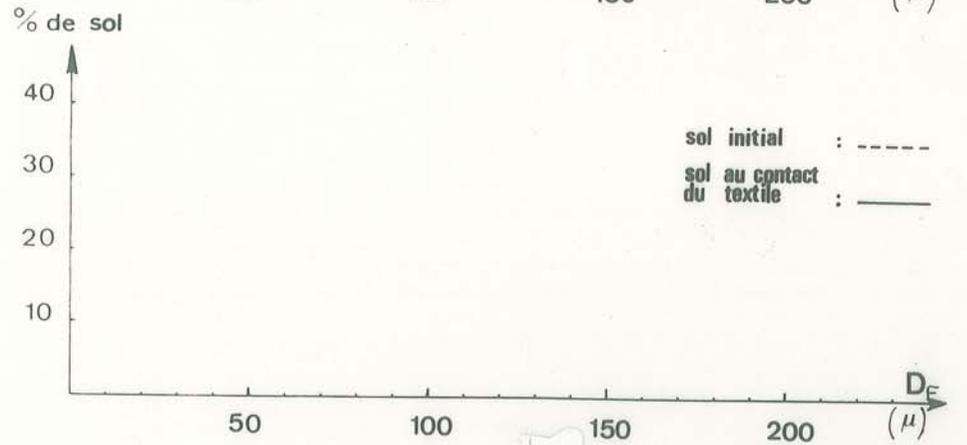
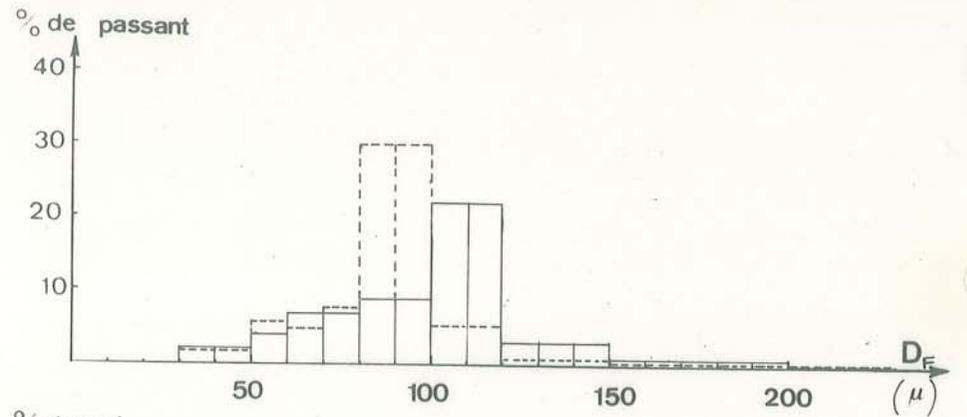
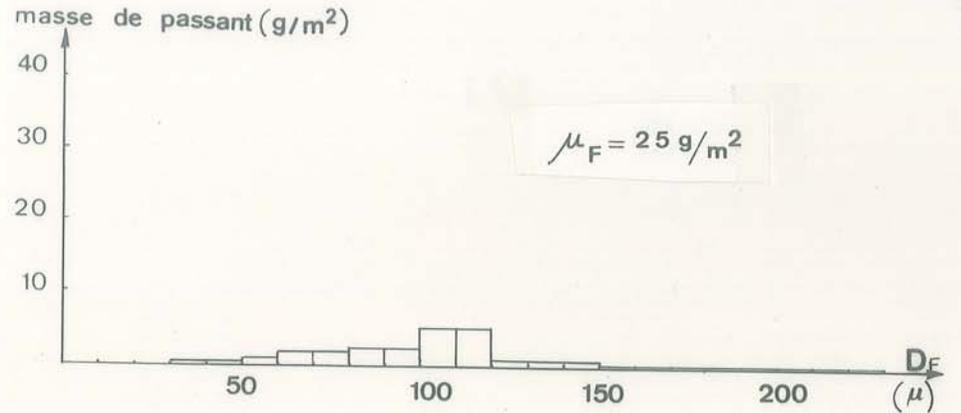
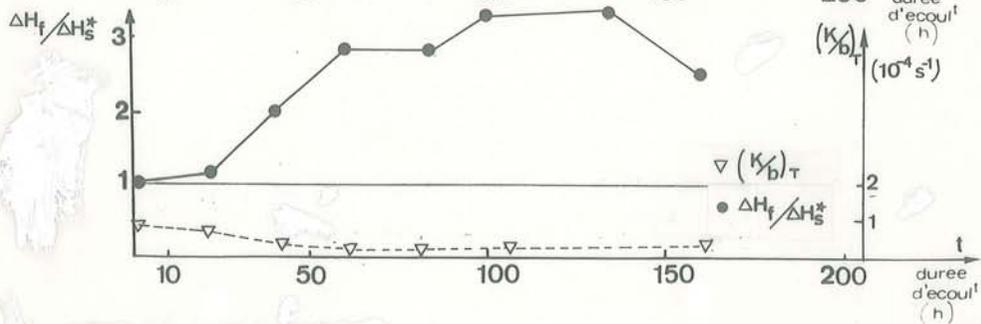
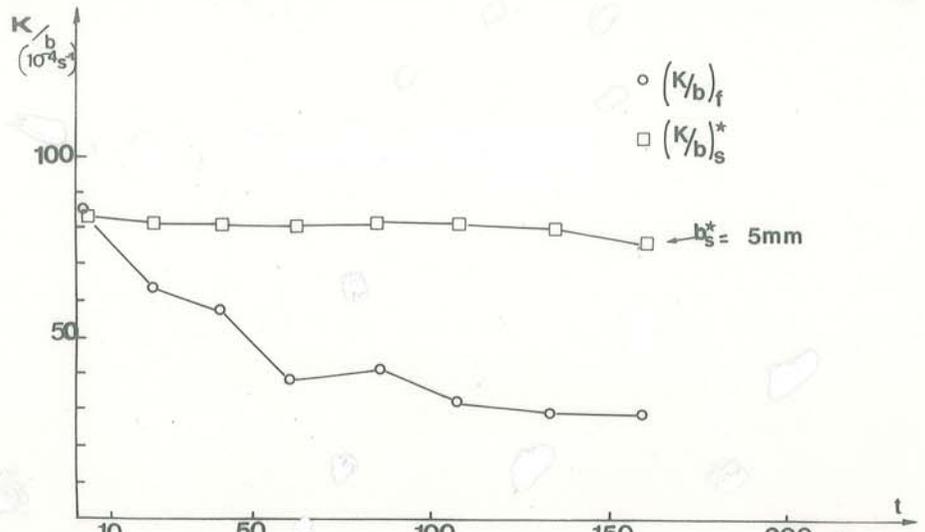
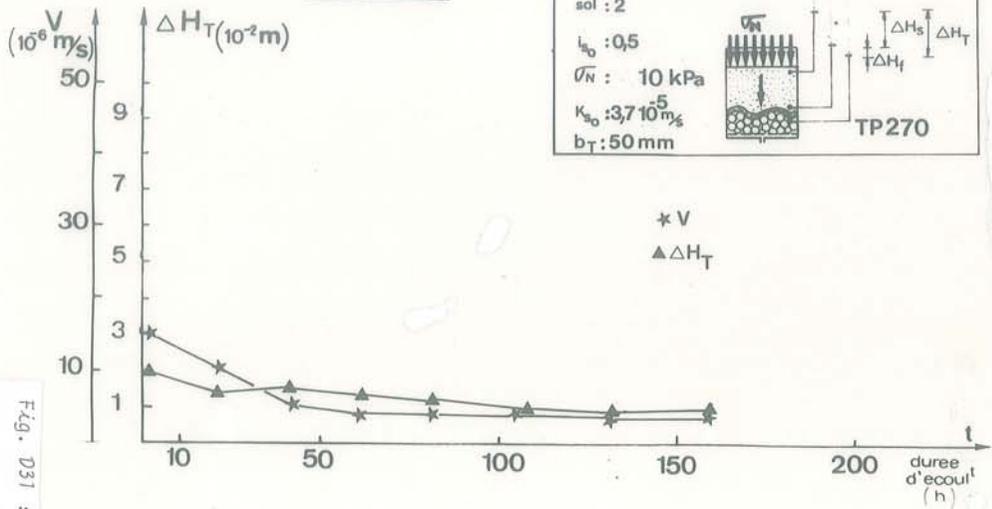
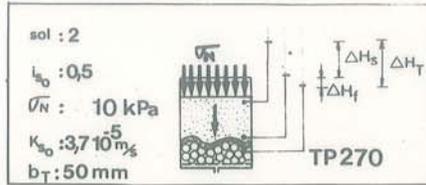


Fig. 030 : Essai de filtration (F 150 : $\Delta t = 145 \text{ h}$)
 Sol 2 / BD 280 / $\sigma_N = 10 \text{ kPa}$ / $t_{s0} = 0,3$



Histogrammes de l'essai N°F6

ESSAI N°F12



Histogrammes de l'essai N°F12

Fig. D31 : Essai de filtration (F 150 : $\Delta t > 145 \text{ h}$)
 Sol 2 / TP 270 / $\bar{v}_N = 10 \text{ kPa}$ / $\bar{v}_{s0} = 0,5$

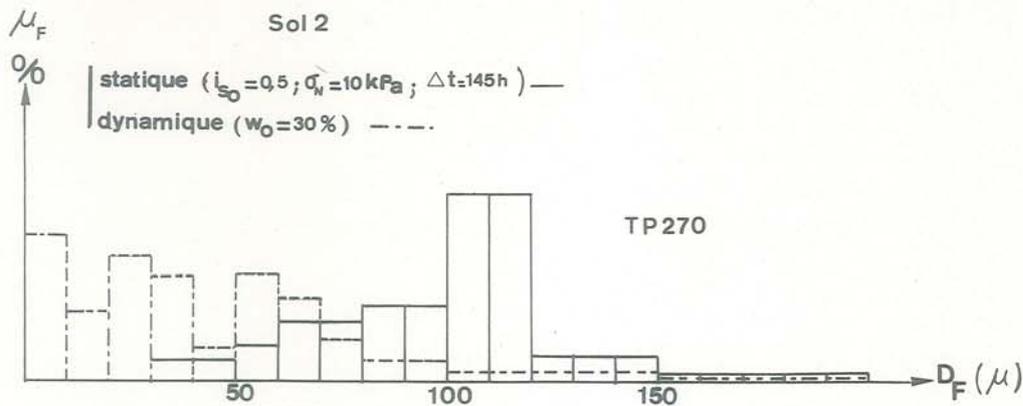
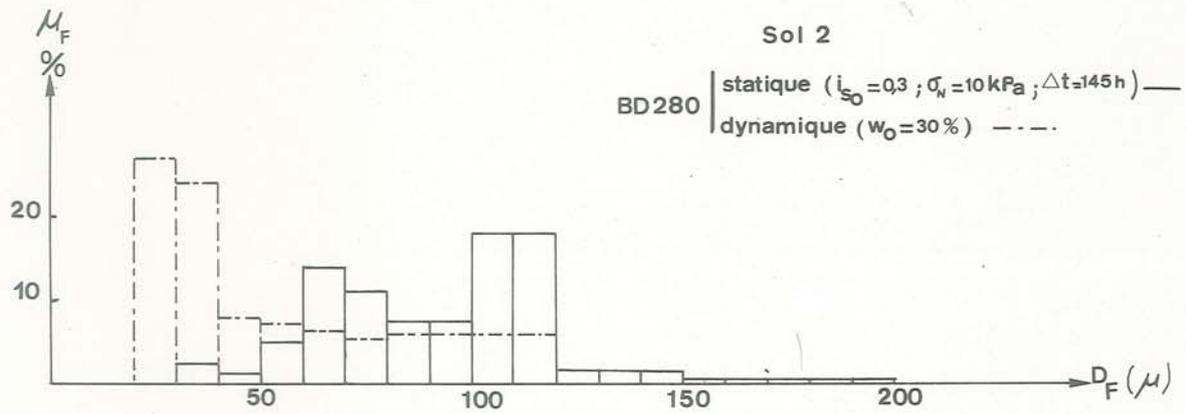


Fig. D32 : Essais statiques et dynamiques - Variation de l'histogramme du passant du Sol 2

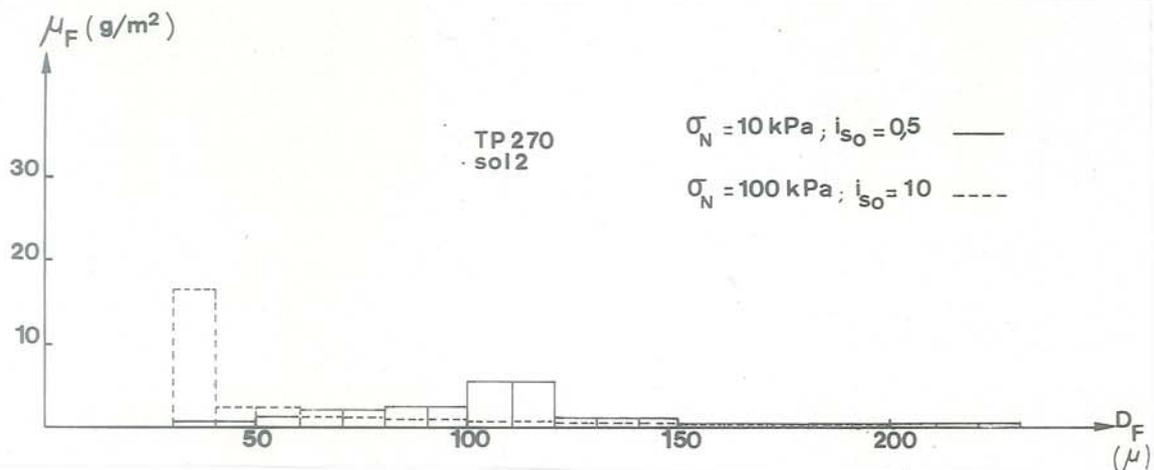


Fig. D33 : Essais statiques (F 150 : $\Delta t = 145 \text{ h}$)
Variation de l'histogramme du passant du Sol 2 avec la compression et le gradient hydraulique

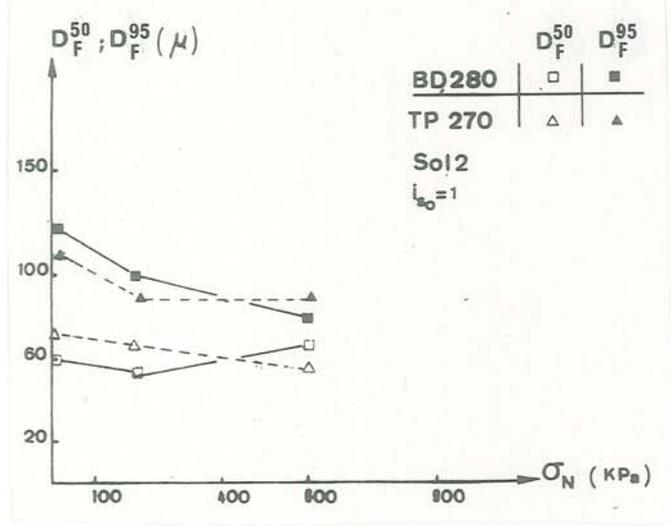
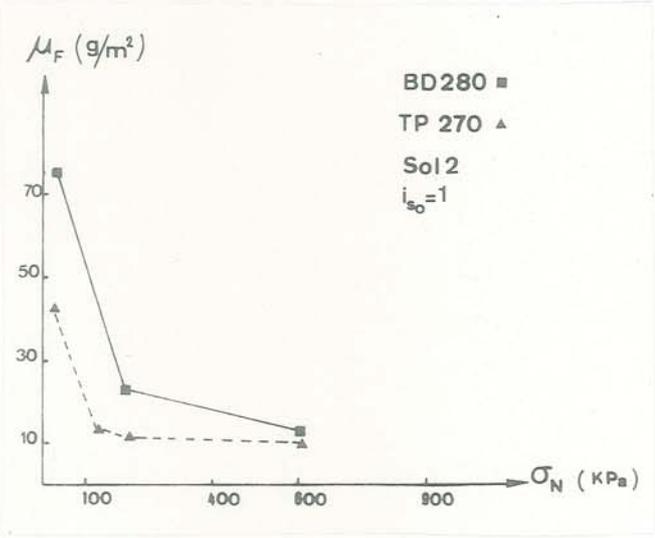


Fig. D34 : Essais de passant (F 100 : $\Delta t = 24$ h)
 Sol 2/ $i_{s0} = 1$: Variation du passant avec la compression

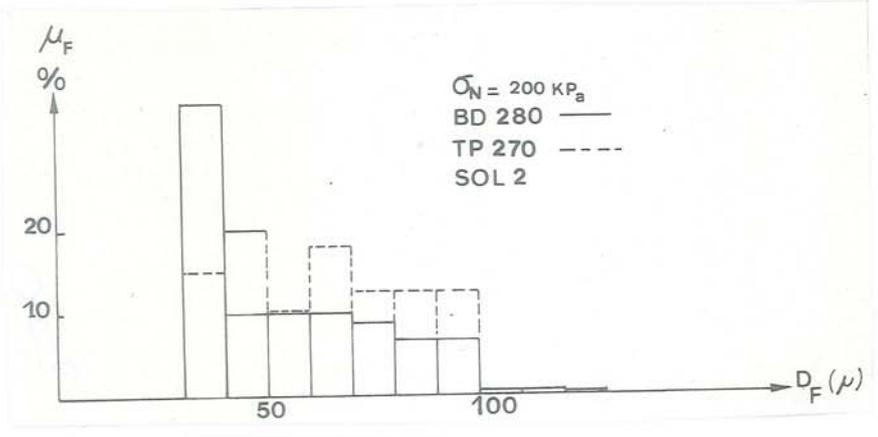
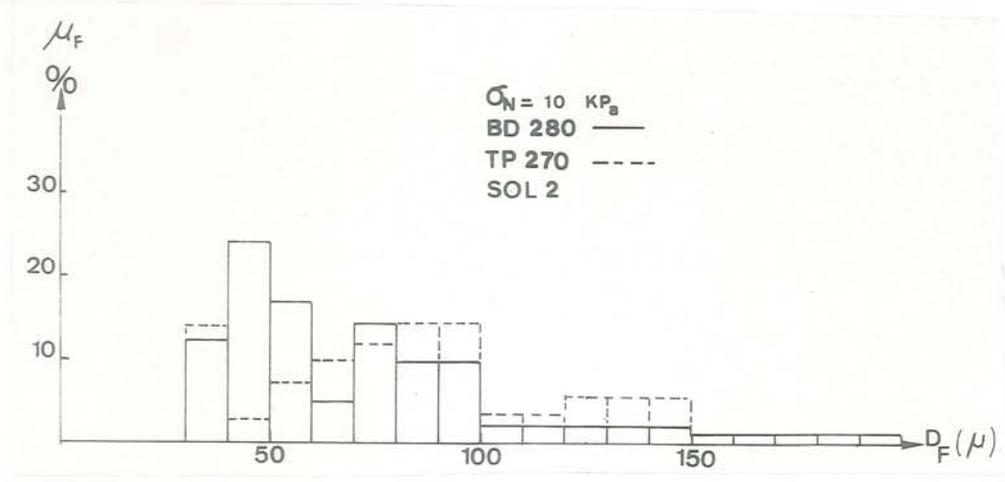


Fig. D35 : Essais de passant (F 100 : $\Delta t = 24$ h)
 Sol 2/ $i_{s0} = 1$. Variation de l'histogramme du passant avec la compression

V.3 - FILTRATION D'UN SOL A GRANULOMETRIE ETALEE :

So1 1 : $U_s = 25$

BD 280 : $0^{max}/D_s^{85} = 0,94$

TP 270 : $0^{max}/D_s^{85} = 0,62$

V.3.1 : Conditions de filtration très critiques :

3.1.1 : Essais dynamiques :

La masse de passant μ_F (fig. D28) est beaucoup plus importante que pour le sol 2. Comme dans ce cas μ_F croit avec la teneur en eau w_o .

L'histogramme du passant (fig. D36) montre une rétention importante des particules comprises entre 80 et 120 μ , ce qui est analogue au comportement avec le sol 2 (fig. D29), mais un passage très important de particules fines : la grande différence de masse de passant entre le sol 1 et le sol 2 tient au passage des particules inférieures à 80 μ très nombreuses pour le premier et peu nombreuses pour le second.

La masse de sol piégé (fig. D28) est, pour la même raison beaucoup plus importante que pour le sol 2.

3.1.2 : Essais statiques : ($\sigma_N = 10$ kPa, $i_{so} \geq 20$)

Des "essais de filtration" (F 150, $\Delta t = 145$ h) font apparaître, dans ces conditions, pour les deux géotextiles un lessivage de la zone filtrante : (fig. D37 et D38)

$(K/b)_F$ augmente au cours du temps

$(K/b)_S^*$ reste constant

$(K/b)_T$ tend à légèrement augmenter

Ces essais ne font pas clairement apparaître une stabilisation du lessivage au bout d'une semaine de filtration.

Les "essais de passant" effectués dans des conditions équivalentes montrent que ce phénomène de lessivage est continu entre 1 et 6 jours puisque la masse μ_F de passant croit nettement avec le nombre d'heures de filtration (tableau D7).

Le lessivage est cependant moins net avec le TP 270 moins ouvert.

La comparaison des histogrammes, obtenus à 24 et 145 h., ne montre pas de différence notable en fonction du temps, ce qui confirme la continuité du phénomène de lessivage.

Quant à la comparaison des histogrammes du passant obtenu en statique et en dynamique (fig. D39), elle montre, de manière analogue au sol 2, en dynamique, une rétention plus grande pour les particules entre 60 et 100 μ , et un pourcentage de fines plus important.

V.3.2 : Conditions de filtration moins critiques : essais statiques ($\sigma_N = 100$ kPa, $i_{so} \leq 9$)

Alors que l'on observait un lessivage important et se poursuivant jusqu'à un temps de filtration de 6 jours, surtout pour le BD 280, pour ($\sigma_N = 10$ kPa, $i_{so} = 20$), on obtient pour ($\sigma_N = 100$ kPa, $i_{so} = 9$) une légère tendance au colmatage (fig. D40) :

$(K/b)_F$ décroît au cours du temps

$(K/b)_S^*$ tend à croître légèrement

Un essai de longue durée ($\Delta t = 1100$ h.) effectué dans les mêmes conditions (fig. D41) confirme cette tendance mais montre que le colmatage ne présente aucun risque d'un point de vue permittivité, $(K/b)_T$ se stabilisant rapidement : le colmatage ne correspond qu'à la mise en place d'une structure auto-filtrante.

L'amélioration de la rétention des particules, lorsque σ_N croit et i_{so} décroît, est confirmée par la diminution de la masse de passant (tableau D8), très nette pour le TP 270.

μ_F (g/m ²)	$\sigma_N = 10$ kPa ($\Delta t \approx 145$ h)	$\sigma_N = 100$ kPa ($\Delta t \approx 145$ h)
So1 1 + BD 280	693 ($i_{so} = 20$)	306 ($i_{so} = 9$)
So1 1 + TP 270	163 ($i_{so}=24$)	62 ($i_{so}=10$)
		17,5 ($i_{so} = 7$)

Tableau D8 : Masse de passant de Sol 1 en fonction de la compression et du gradient hydraulique

μ_F (g/m ²)	Dynamique ($w_o = 30\%$)	Statique ($\sigma_N = 10$ kPa)	
So1 1 + BD 280	950	73,6 ($\Delta t = 24$ h/ $i_{so} = 40$)	693 ($\Delta t = 145$ h/ $i_{so} = 20$)
So1 1 + TP 270	526	66 ($\Delta t = 24$ h/ $i_{so} = 30$)	163 ($\Delta t = 145$ h/ $i_{so} = 24$)

Tableau D7 : Masse de passant de Sol 1 suivant les conditions d'essai

La comparaison des histogrammes des passants de Sol 1 montrent la diminution de la masse de passant μ_F et de l'ouverture des textiles lorsque σ_N augmente et i_{SO} décroît, pour les deux géotextiles (fig. D42).

Nous avons tenté d'isoler l'influence de la compression σ_N sur la porométrie du géotextile, indépendamment de celle sur la stabilité du sol : à cet effet nous avons surconsolidé le géotextile BD 280 sous $\sigma_{Nsc} = 400$ kPa avant l'essai de filtration sous $\sigma_N = 100$ kPa.

Sol 1 + BD280	$\sigma_N = 100$ kPa $\Delta t = 145$ h	géotextile normalement consolidé	géotextile surconsolidé
		$\mu_F = 306$ g/m ² $\mu_{Si} = 3463$ g/m ² ($i_{SO} = 9$)	$\mu_F = 263$ g/m ² $\mu_{Si} = 1439$ g/m ² ($i_{SO} = 30$)

Tableau D9 : Effet d'une surconsolidation du géotextile sur la masse de sol passant et de sol piégé

La valeur des masses de sol piégé, pour un géotextile surconsolidé et un géotextile normalement consolidé, confirme la surconsolidation (tableau D9) : la masse de piégé est plus faible dans le cas surconsolidé du fait du volume interfibre plus faible d'une part et d'autre part du fait de la diminution du diamètre des pores.

La masse de passant μ_F est moindre pour la nappe surconsolidée, malgré un gradient hydraulique i_{SO} beaucoup plus fort.

V.3.3 : Influence des conditions de filtration :

Une série d'"essais de passant" (F 100 : $\Delta t = 24$ h) nous a permis de mieux mesurer l'influence du gradient hydraulique et de la compression, en fonction du géotextile.

3.3.1 : compression σ_N : (fig. D43)

La masse de passant décroît lorsque σ_N croît. Ce phénomène peut devenir très important pour des géotextiles très compressibles comme le GSM 700, aiguilleté fibreux courtes (tableau D10).

Sol 1 + GSM 700	$\Delta t = 24$ h $i_{SO} = 30$	$\sigma_N = 10$ kPa	$\sigma_N = 400$ kPa
		$\mu_F = 6230$ g/m ²	$\mu_F = 72$ g/m ²

Tableau D10 : Influence de la compression σ_N sur la masse de sol passant pour un géotextile très compressible

3.3.2 : gradient hydraulique i_{SO} : (fig. D44)

L'influence du gradient est inverse de celle de la compression.

A partir de $\sigma_N = 900$ kPa, l'influence du gradient apparaît négligeable.

L'examen des histogrammes des passants montre une influence importante du gradient sur le passage des grosses particules (fig. D45 et D46).

D.V.4 - BILAN DE L'ETUDE EXPERIMENTALE :

Le premier but de cette étude était de montrer l'influence des conditions de filtration agissant sur la stabilité du sol à filtrer (compression dynamique ou statique, gradient hydraulique). L'évaluation de l'influence relative de la compression et du gradient hydraulique est complexe, d'autant plus que la compression agit aussi sur la porométrie du textile.

Les conditions de filtration prises en compte ici sont évidemment très sévères, mais il apparaît nécessaire d'associer systématiquement à un critère de rétention des conditions de filtration limites, tant celles-ci ont d'influence sur le comportement : ainsi un BD 280 associé au sol 1 tend à lessiver le sol pour ($\sigma_N = 10$ kPa, $i_{SO} = 20$) alors qu'il tend à se colmater pour ($\sigma_N = 100$ kPa, $i_{SO} = 9$).

En ce qui concerne la validité des critères de rétention, nos essais peuvent aussi apporter des éléments de réponse : comme on peut le constater sur la fig. D3, les associations sol-textile choisies (BD 1 et 2, TP 1 et 2) sont admissibles ou non suivant les auteurs de critères. Quant à nos conclusions expérimentales, ce sont :

BD 2 : légère tendance au colmatage - très bon pouvoir de rétention, même dans des conditions critiques.

TP 2 : comportement identique à BD 2.

A fortiori dans des conditions de filtration non critiques, BD 2 et TP 2 seront considérés comme des cas admissibles, donc se situant en dessous de ($0_{max}/D_{S0}^{0.5}$). Le critère de Fayoux apparaît donc trop sévère pour un sol confiné (réf. D.II.2).

BD 1 : nette tendance au lessivage lorsque les conditions de filtration sont critiques - formation d'un auto-filtre sous conditions non critiques.

TP 1 : comportement analogue mais moindre tendance au lessivage sous conditions critiques.

La tendance au lessivage supposée par Giroud dans ce cas est donc réelle, mais seulement pour des conditions de filtration critiques. Dans le cas de conditions de filtration normales, le critère "standard" apparaît admissible.

Cette étude a permis de mieux comprendre les mécanismes de filtration par géotextile non-tissé. Nous la complétons actuellement par des expériences similaires sur des géotextiles tissés.

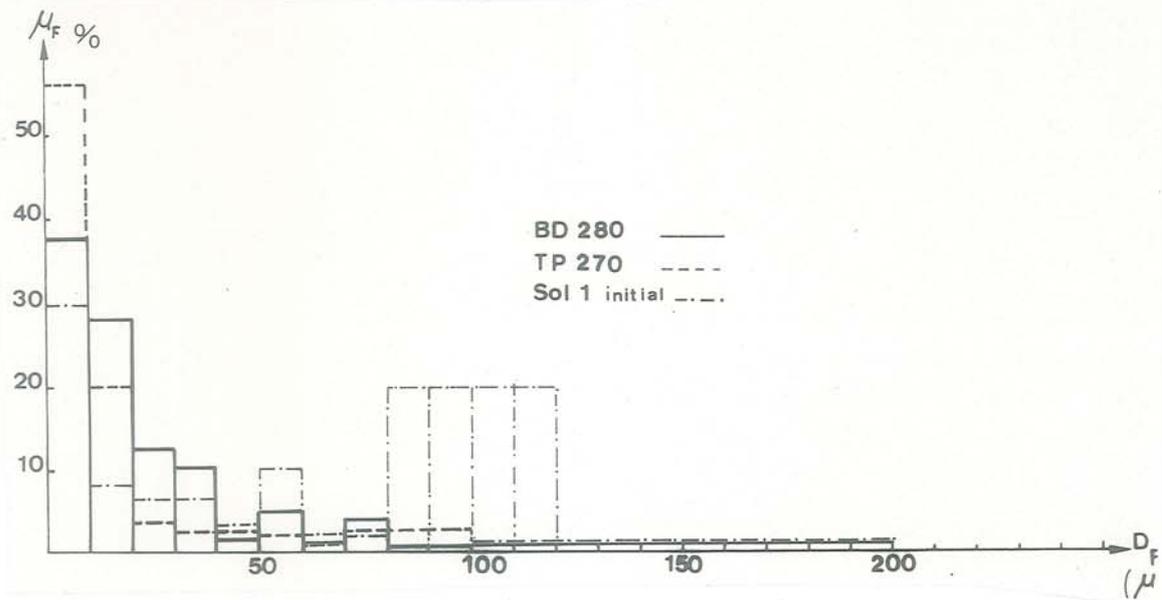
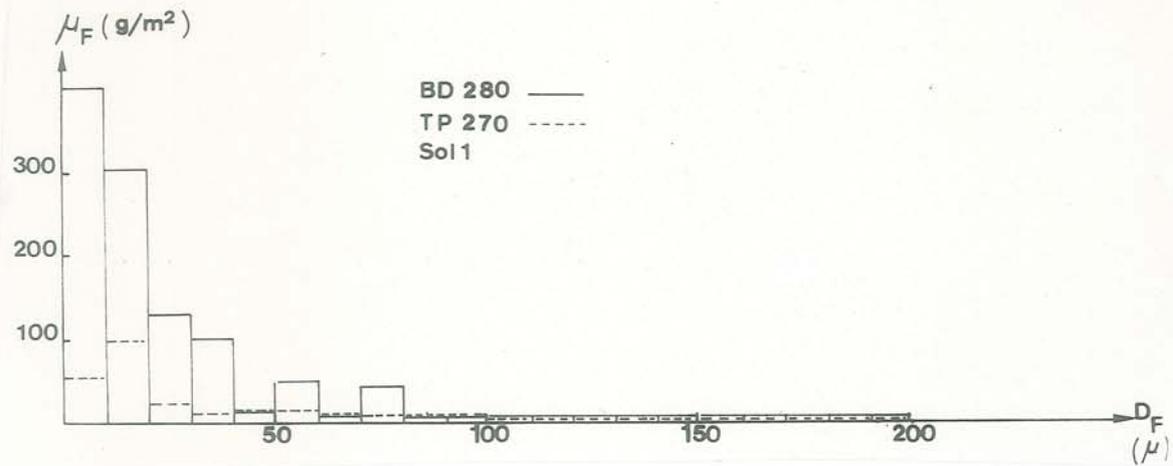
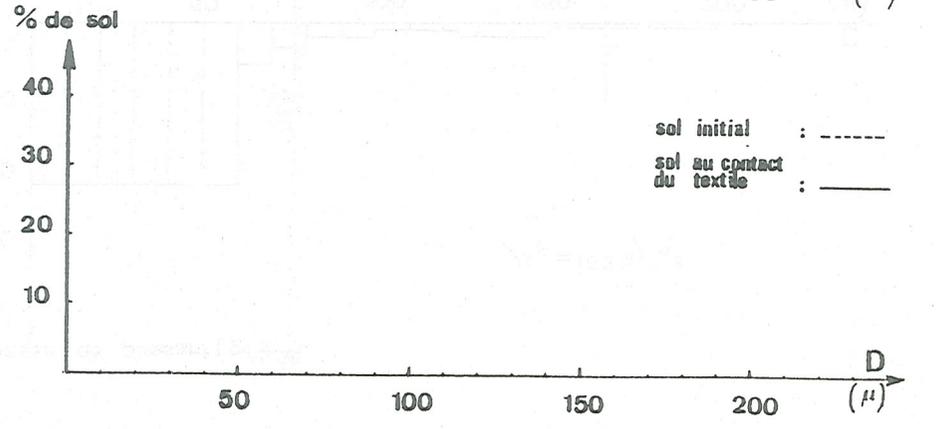
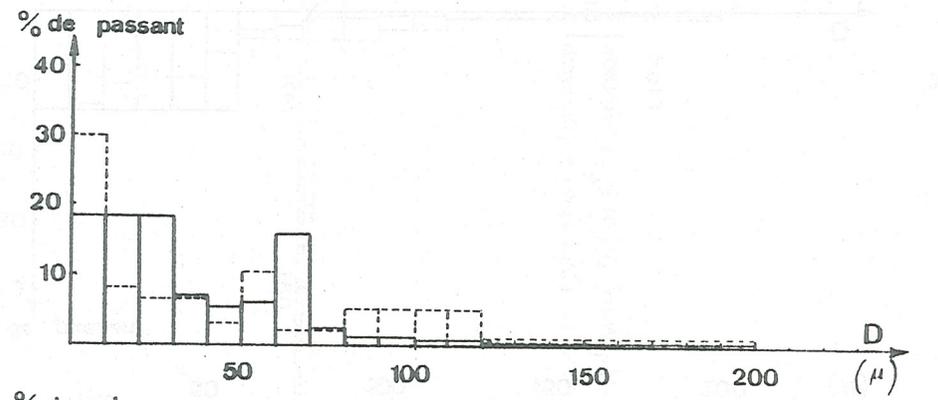
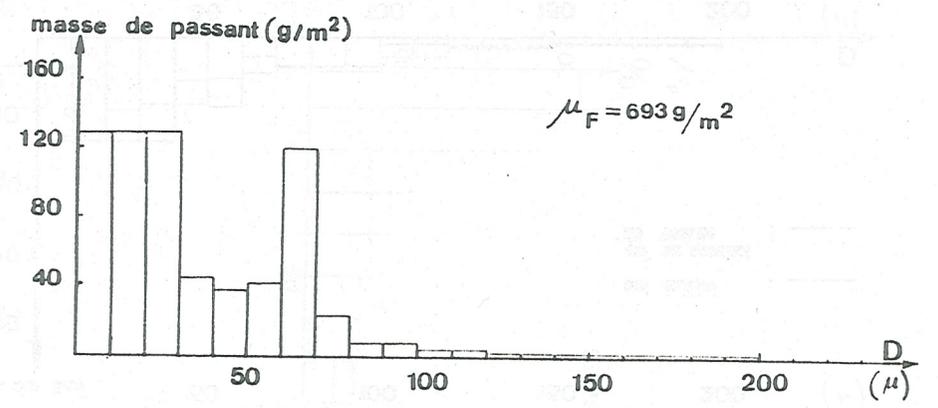
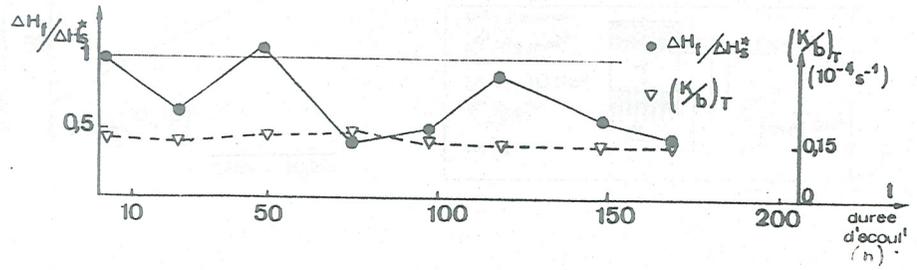
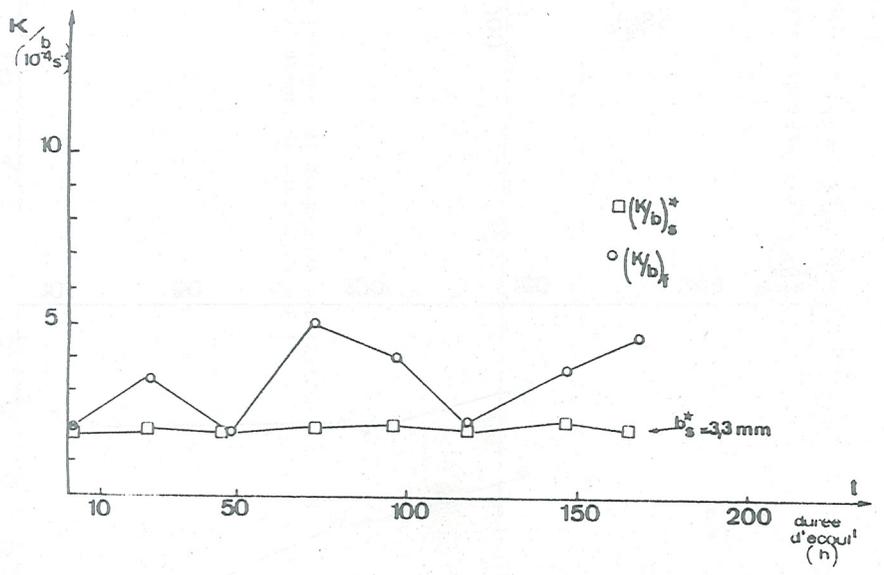
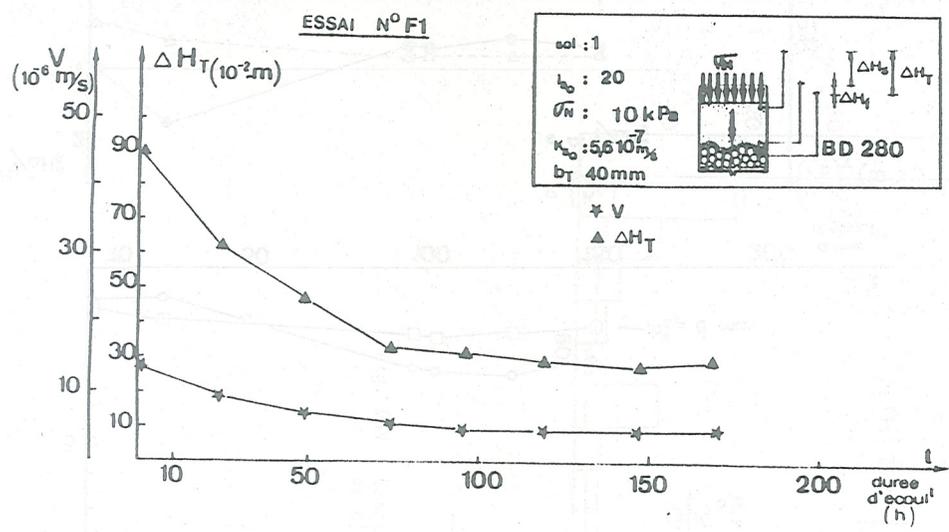


Fig. D36 : Essais dynamiques (L 185) - Histogramme du passant (Sol 1, $w_0 = 30\%$)

Fig. D37 : Essai de filtration (F 150 : $\Delta t = 145$ h)
 Sol 1 / BD 280 / $\sigma_N = 10$ kPa / $i_{s0} = 20$



Histogrammes de l'essai N° F1

ESSAI N°F8

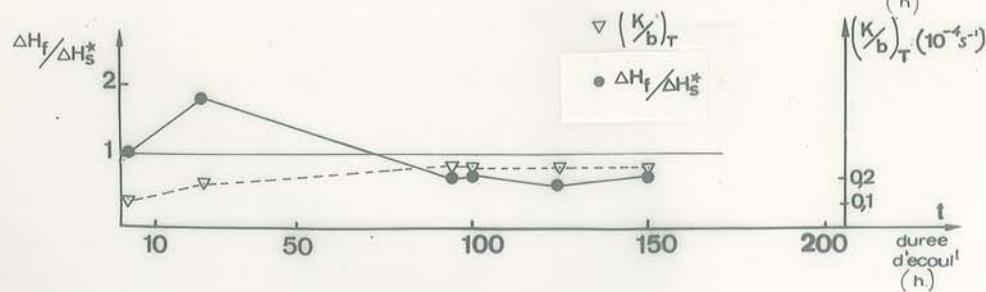
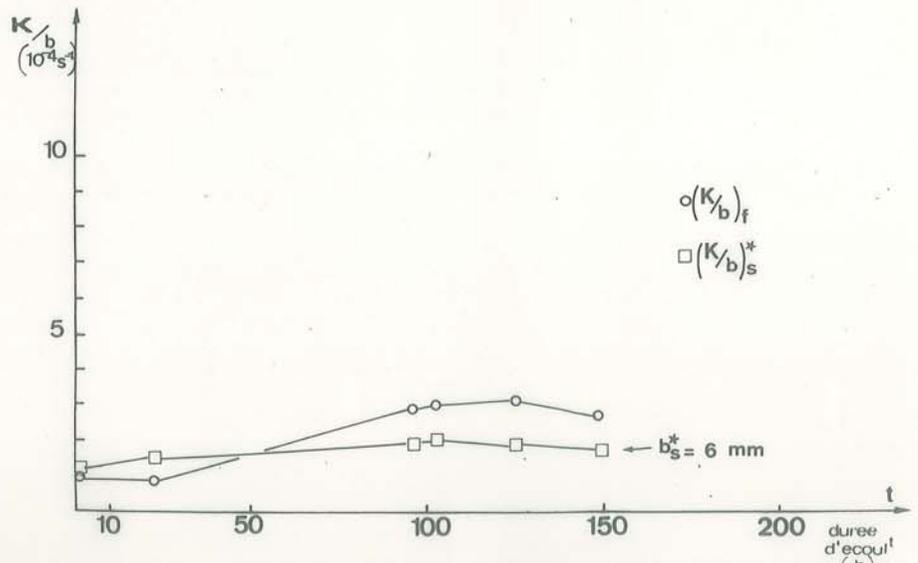
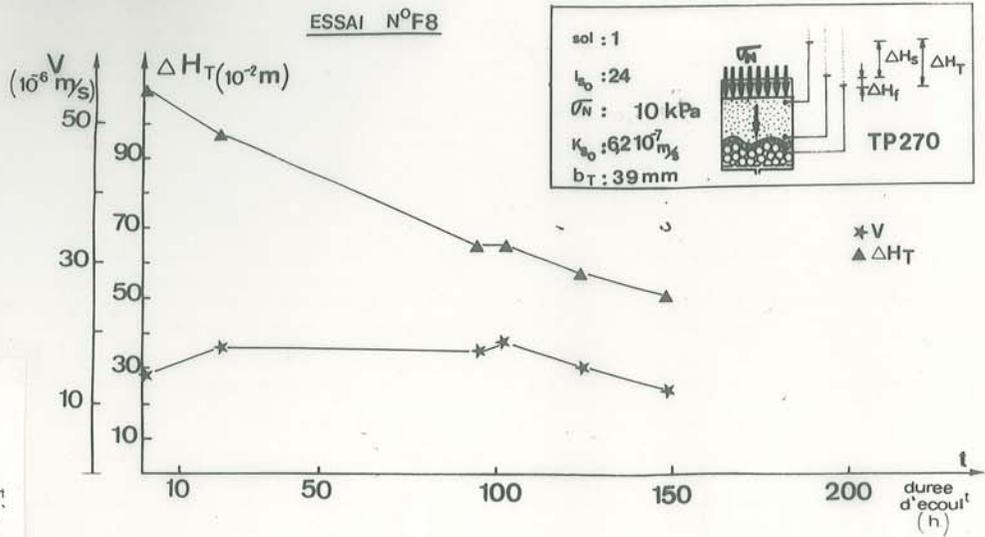
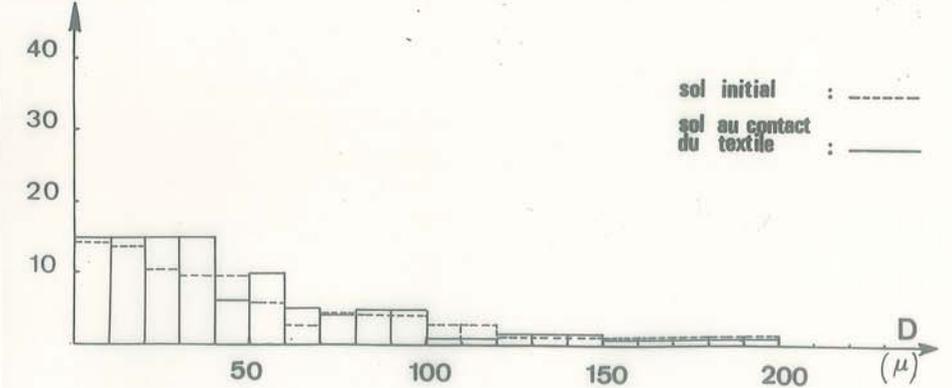
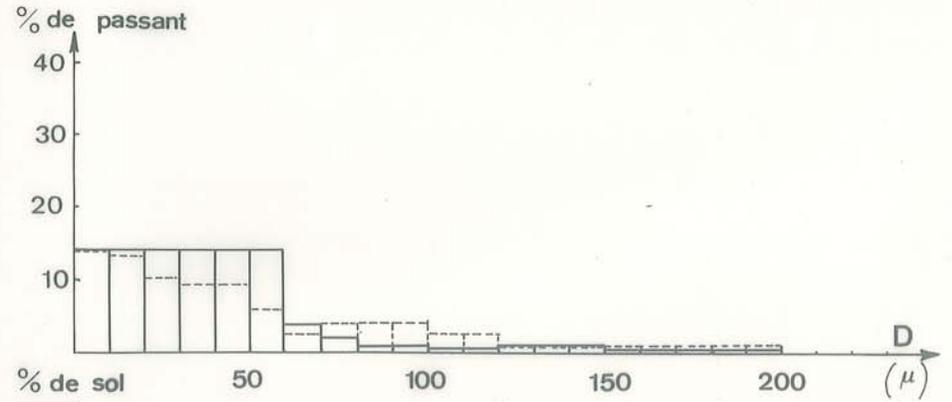
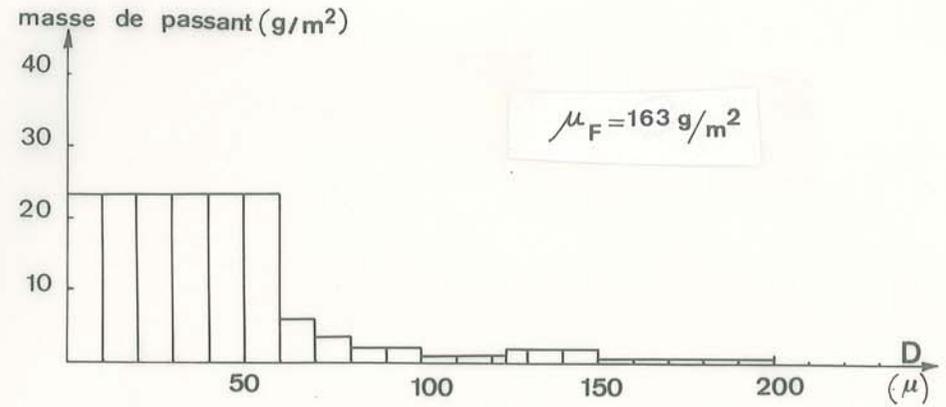


Fig. D38 : Essai de filtration (F 150 : $\Delta t = 145 \text{ h}$)
 Sol 1 / TP 270 / $\sigma_N = 10 \text{ kPa}$ / $K_{s0} / L_{s0} = 24$



Histogrammes de l'essai N°F8

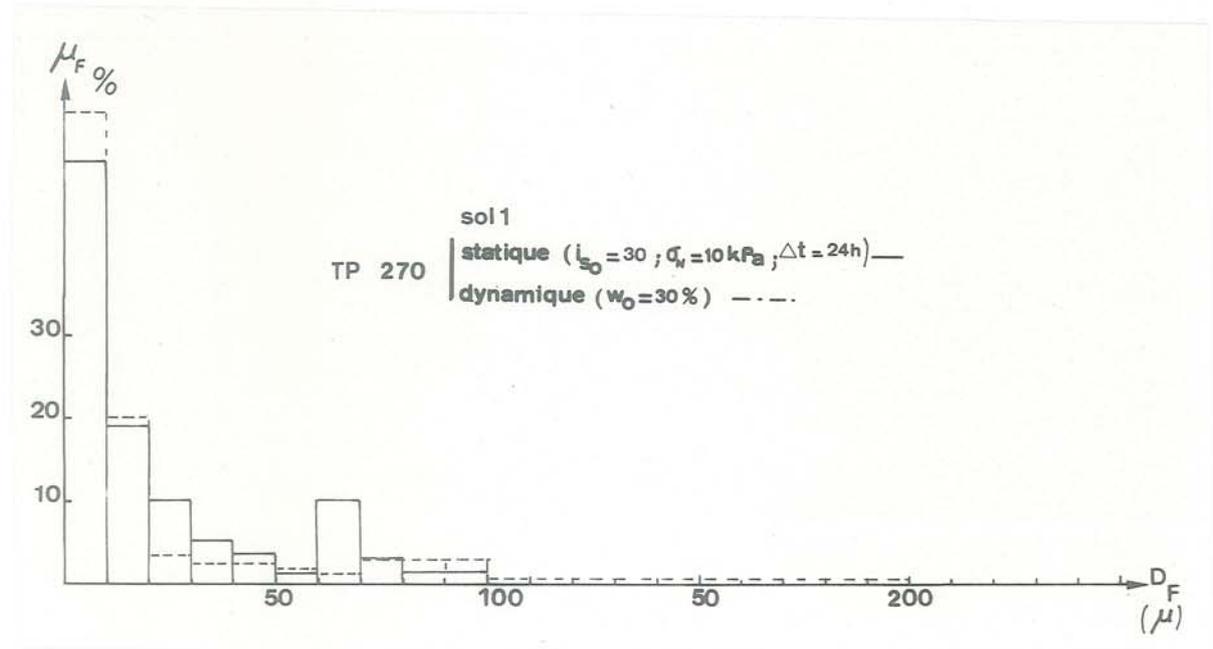
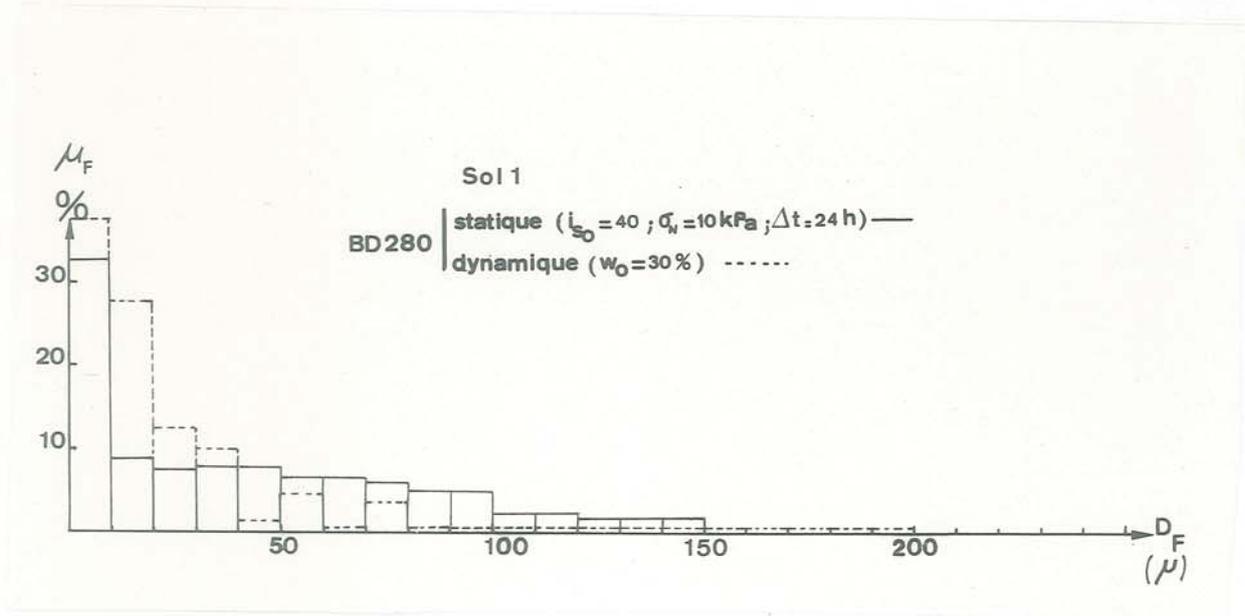
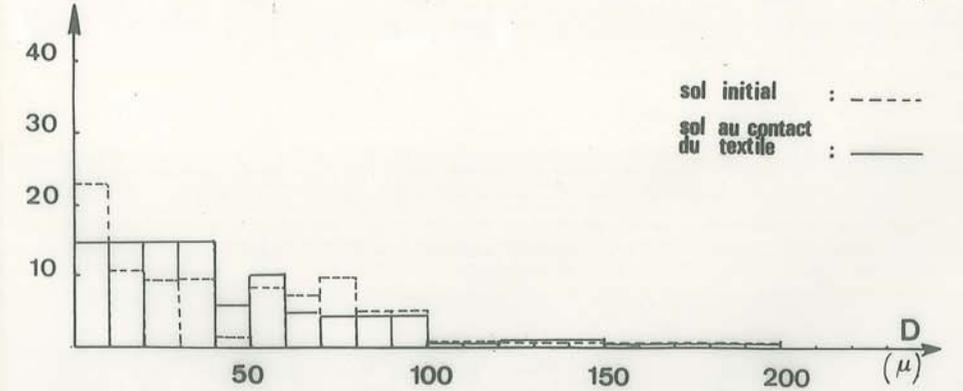
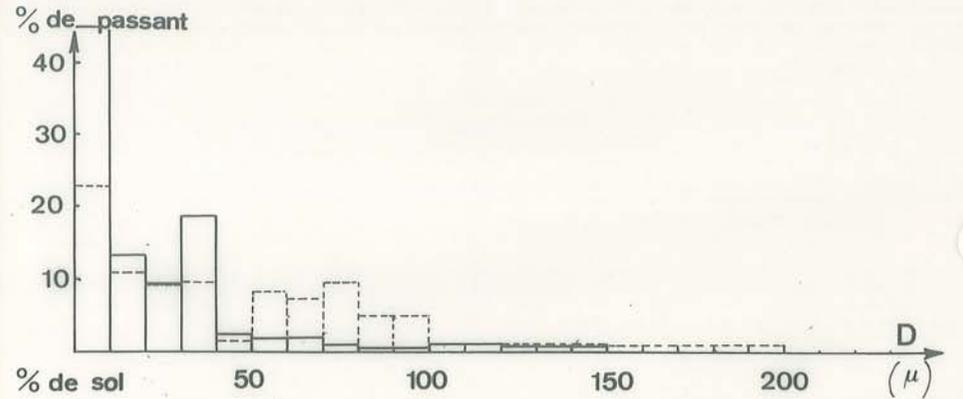
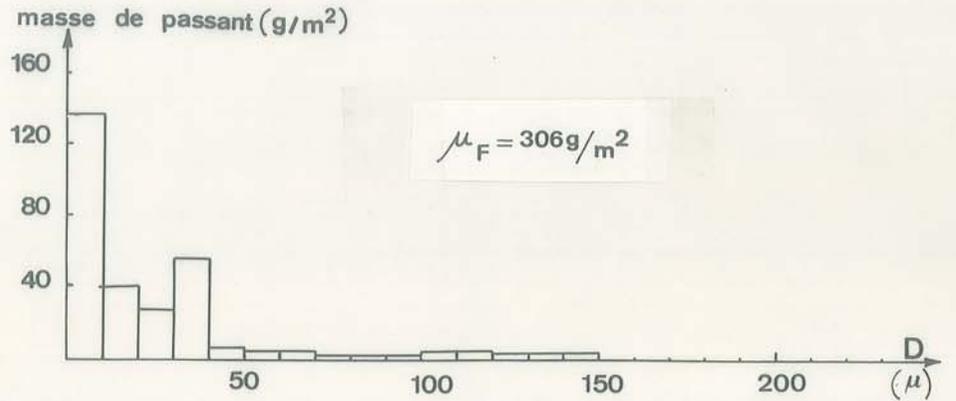
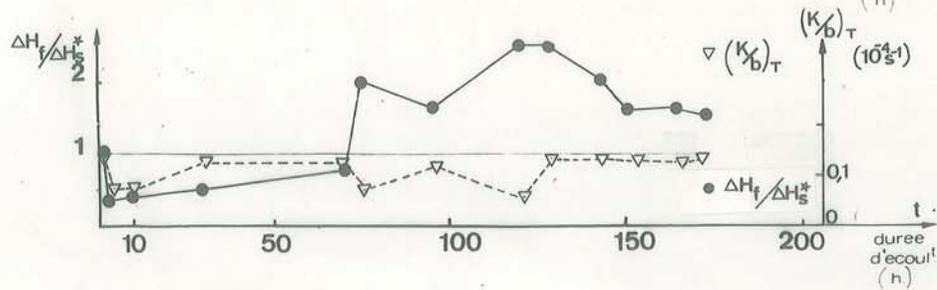
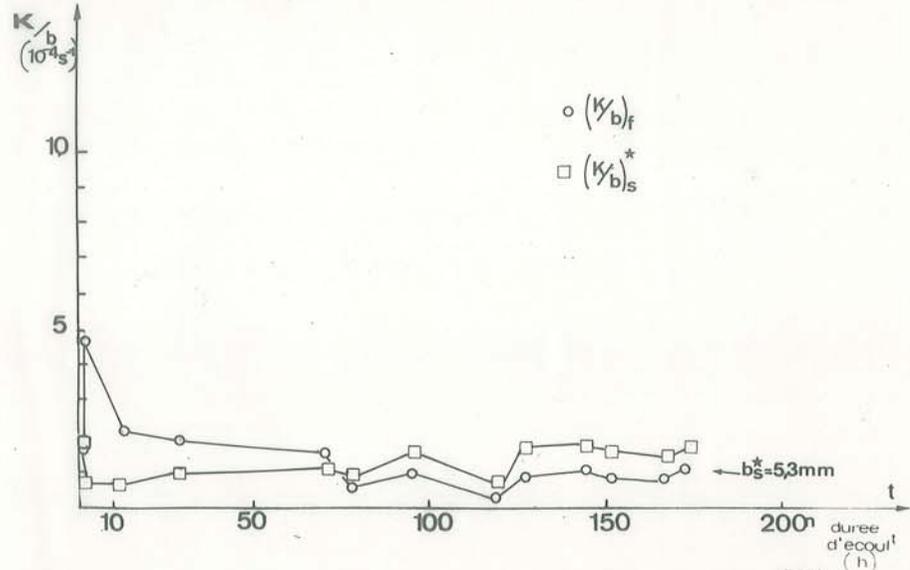
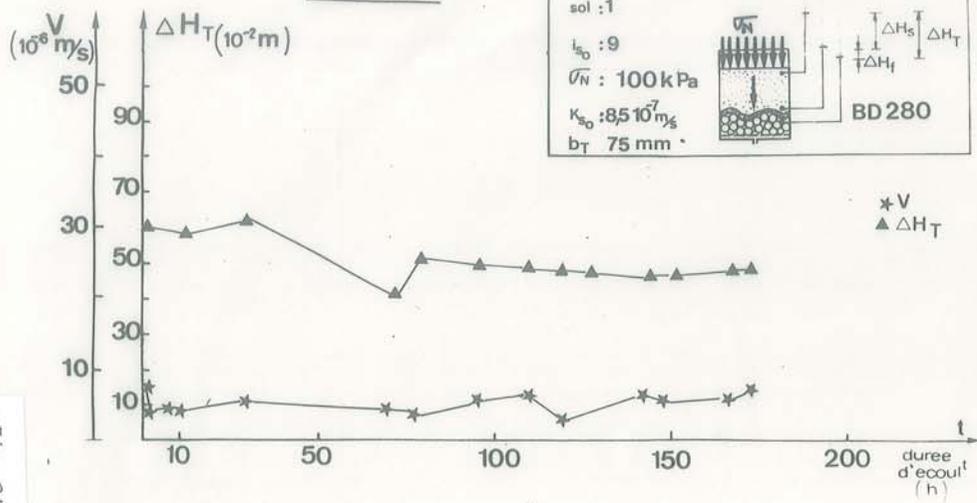


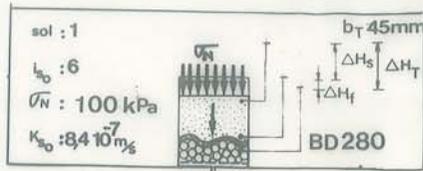
Fig. D39 : Essais statiques et dynamiques - Variation de l'histogramme du passant du Sol 1

ESSAI N°F3



Histogrammes de l'essai N°F3

Fig. D40 : Essai de filtration (F 150 : $\Delta t = 145 \text{ h}$)
 Sol 1 / BD 280 / $\sigma_N = 100 \text{ kPa}$ / $k_{s0} = 9$



ESSAI N° F5

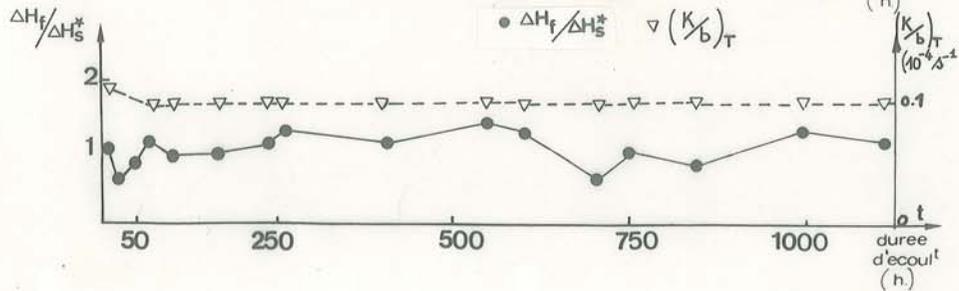
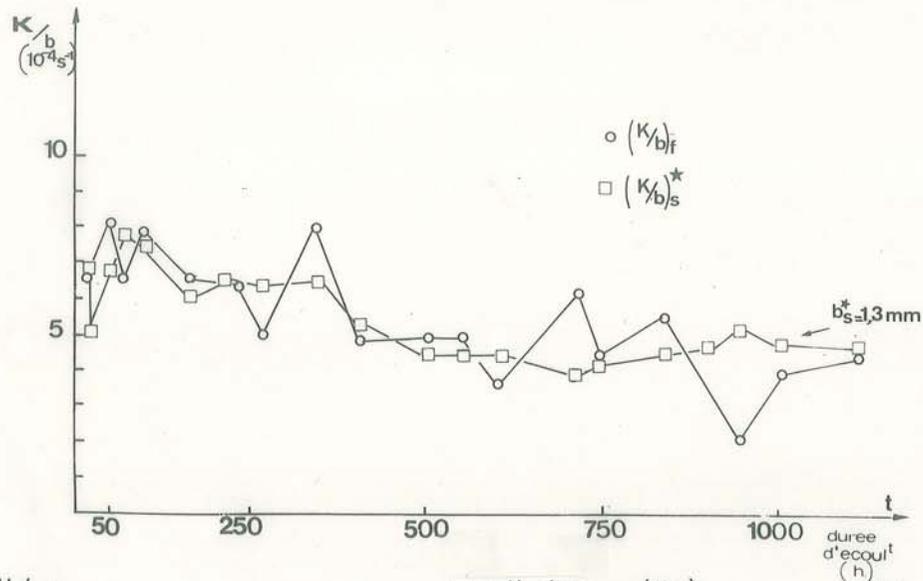
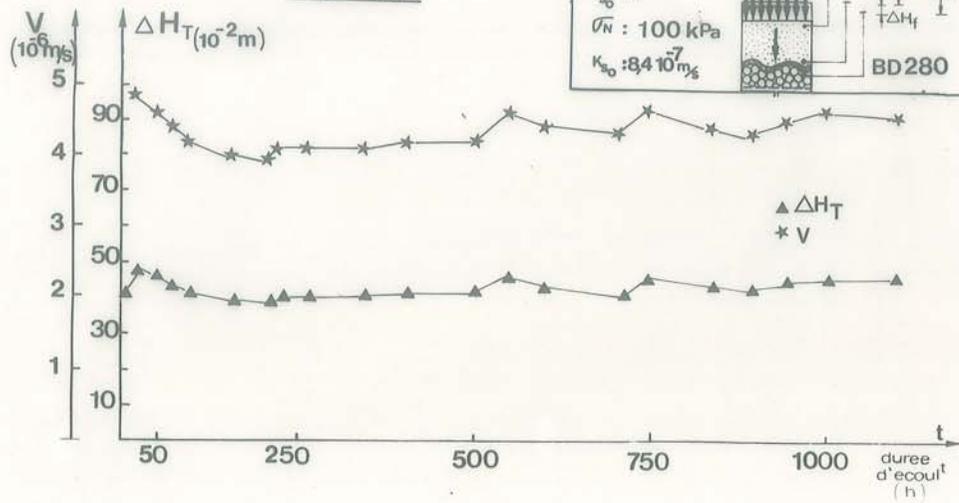


Fig. D41 : Essai de filtration de longue durée
 (F 150 : $\Delta t = 1 \text{ 100 h}$)
 Sol 1 / BD 280 / $\sigma_N = 100 \text{ kPa}$ / $i_{s0} = 6$

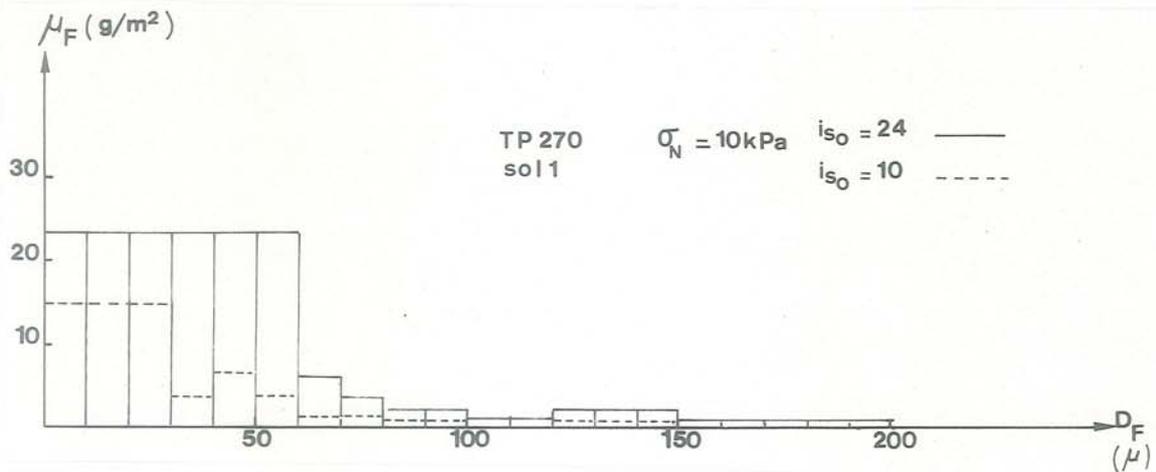
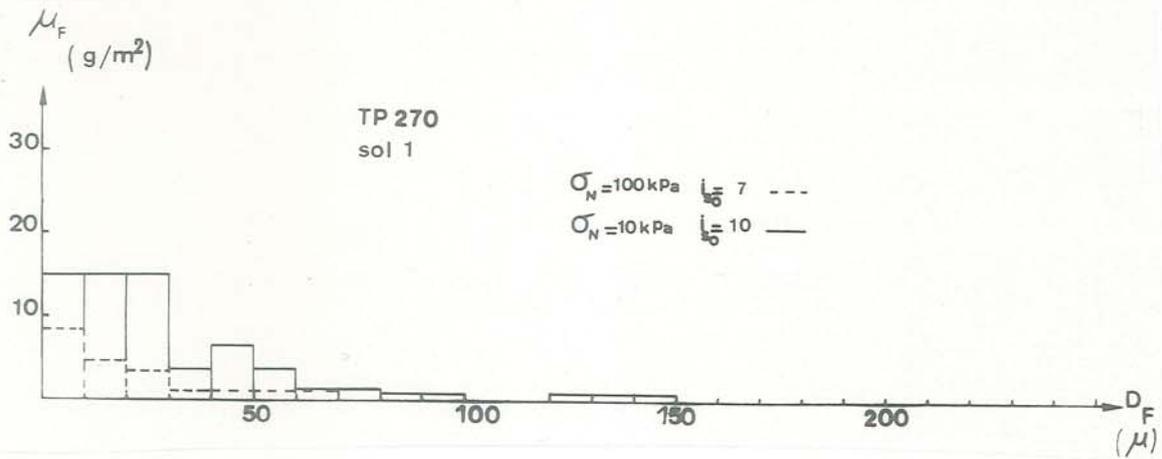
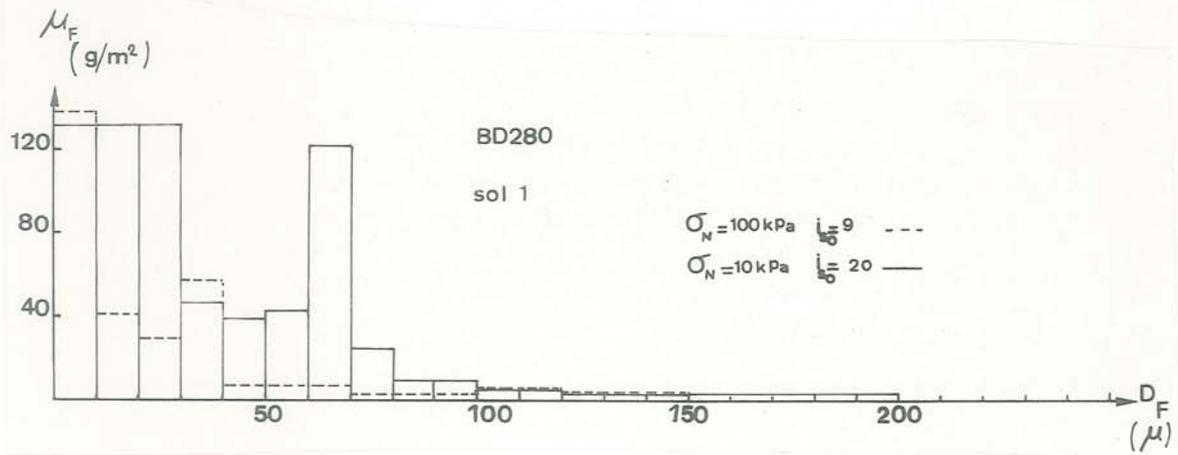


Fig. D42 : Essais de filtration (F 150 : $\Delta t \approx 145 \text{ h}$)
 Variation de l'histogramme du passant du
 Sol 1 avec la compression et le gradient

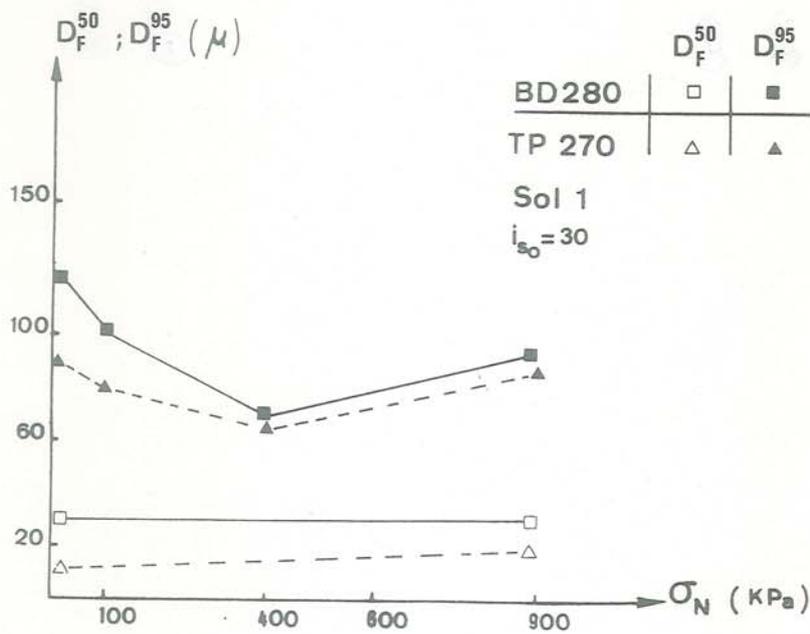
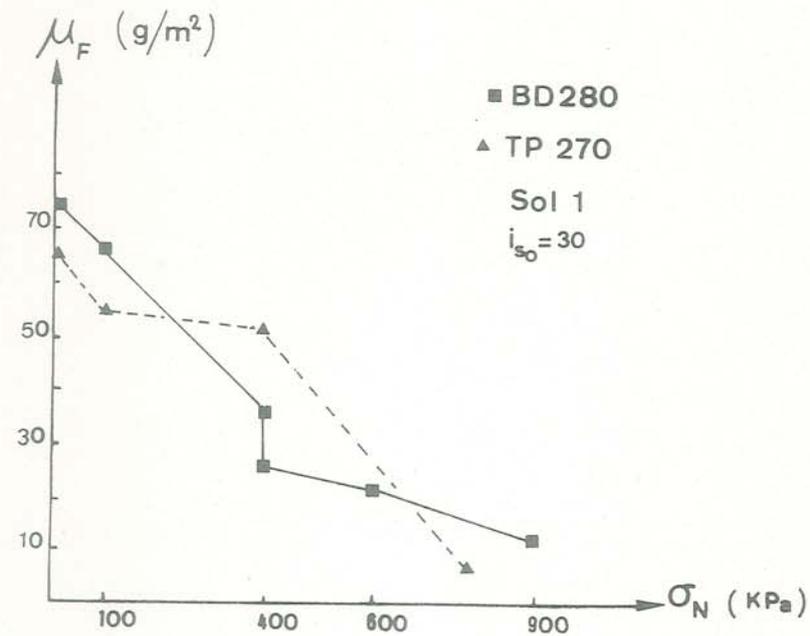


Fig. D43 : Essais de passant (F 100 : $\Delta t = 24$ h)
 Influence de la compression σ_N sur le passant

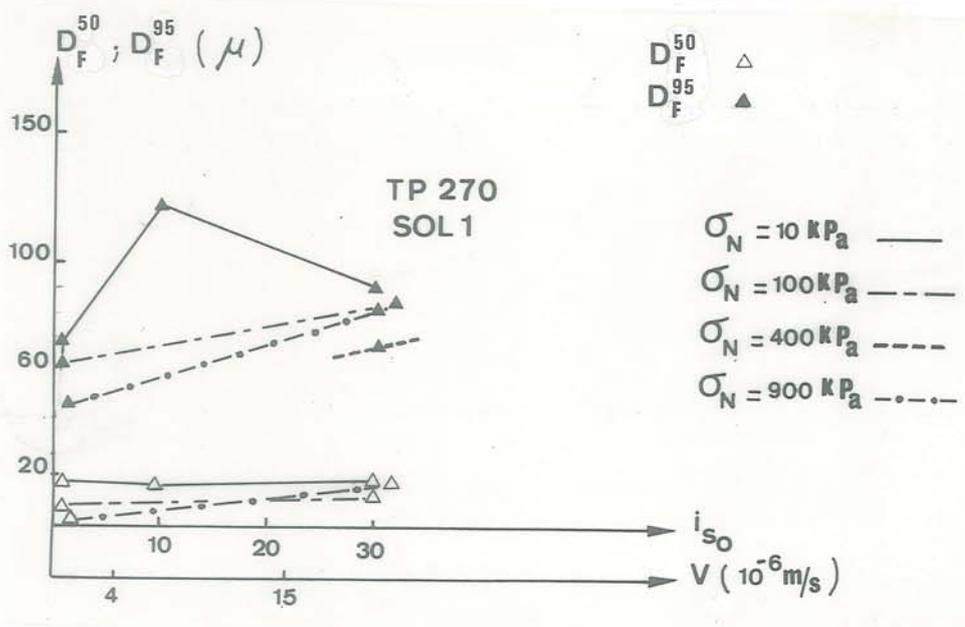
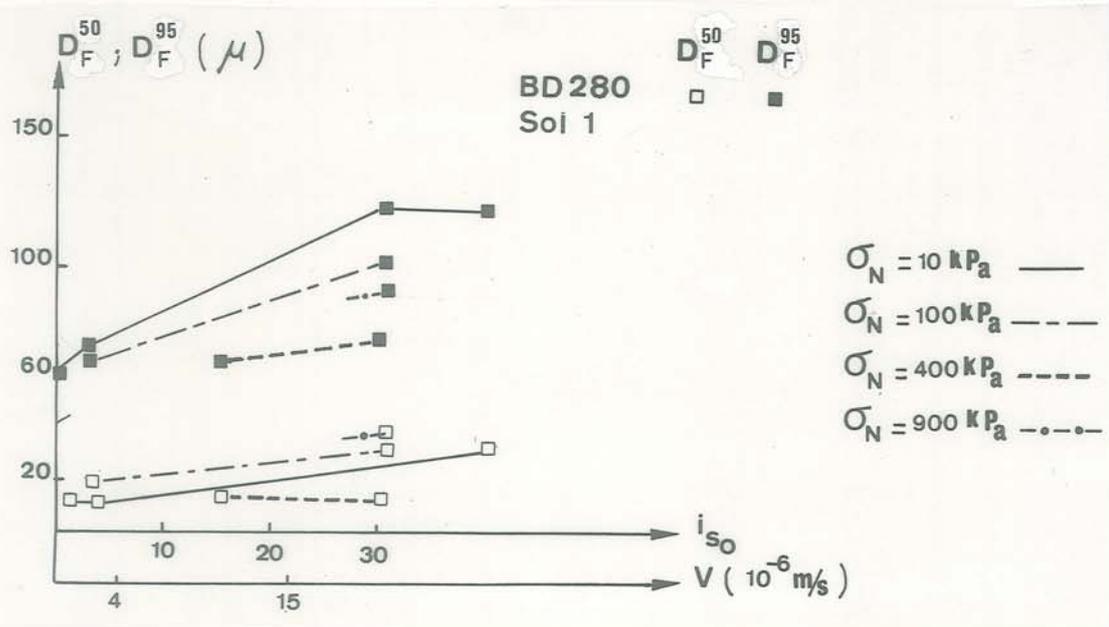
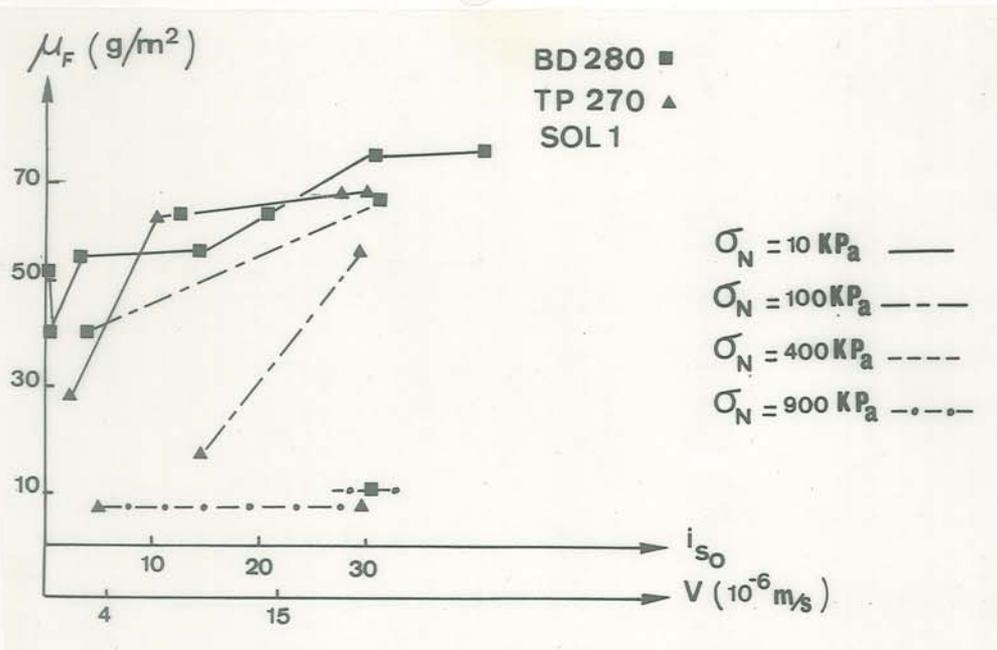


Fig. D44 : Essais de passant (F 100 : Δt = 24 h)
Sol 1 - Influence des conditions de filtration sur le passant

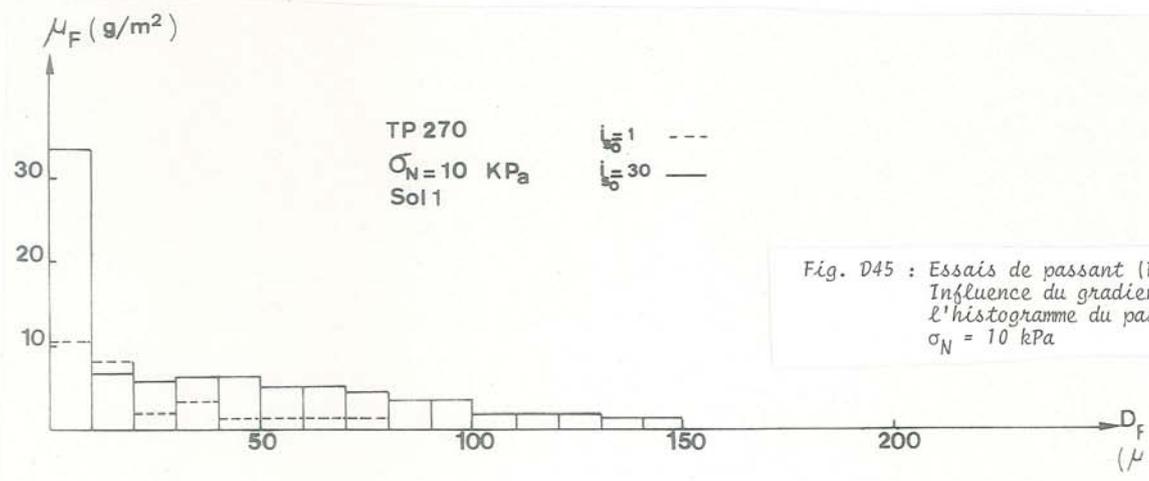
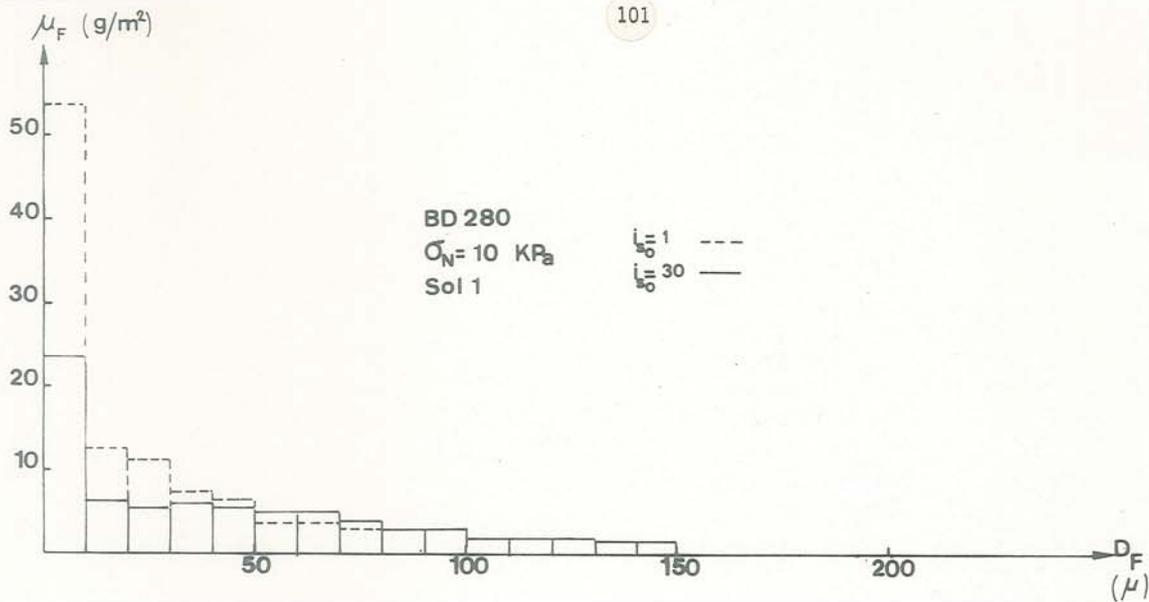


Fig. D45 : Essais de passant (F 100 : $\Delta t = 24 \text{ h}$)
 Influence du gradient hydraulique sur
 l'histogramme du passant, pour
 $\sigma_N = 10 \text{ kPa}$

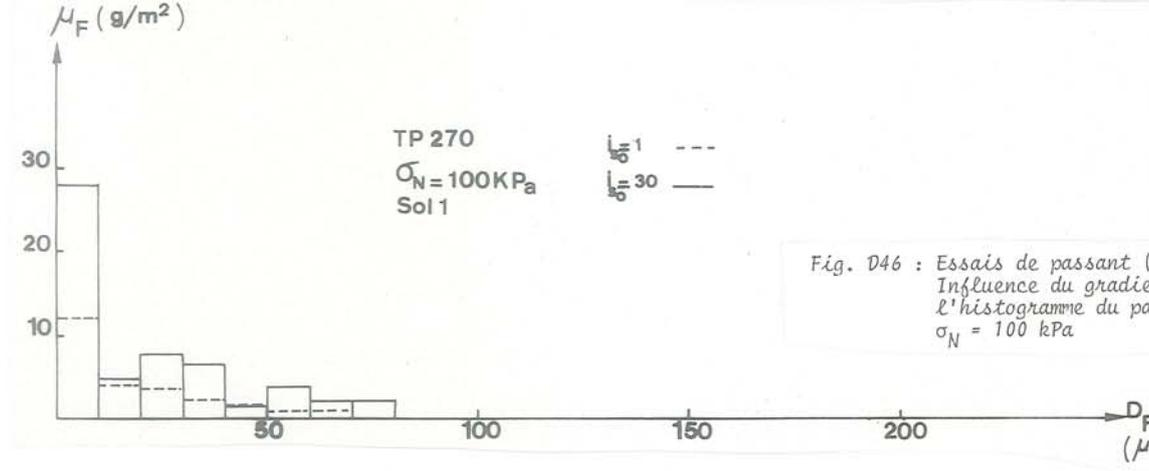
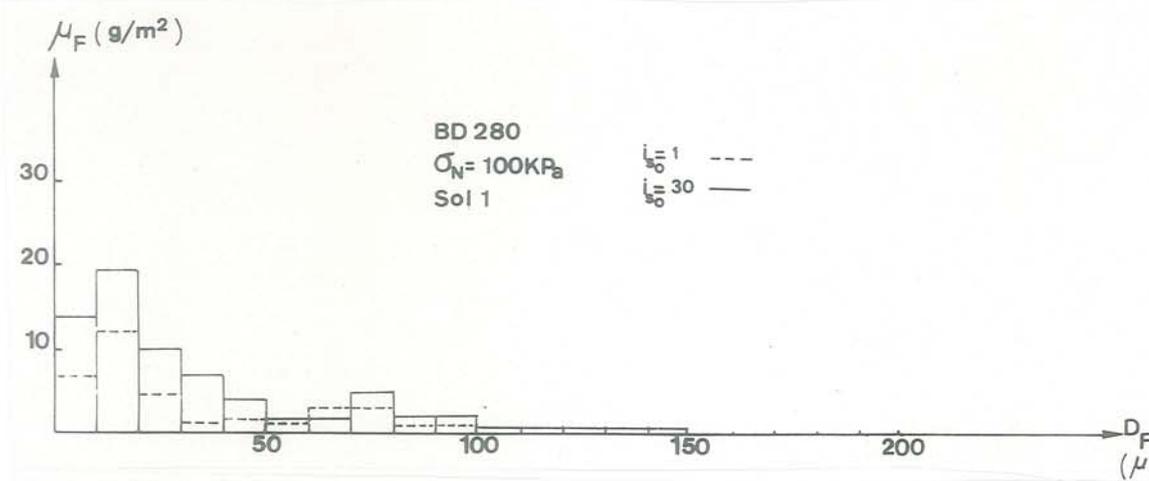


Fig. D46 : Essais de passant (F 100 : $\Delta t = 24 \text{ h}$)
 Influence du gradient hydraulique sur
 l'histogramme du passant, pour
 $\sigma_N = 100 \text{ kPa}$

E - SOLS RENFORCES : COMPORTEMENT GEOMECANIQUE DES TEXTILES

E.I.	: PRINCIPE DU RENFORCEMENT PAR GEOTEXTILE	
E.I.1.	: PARAMÈTRES GÉOMÉCANIQUES D'UN TEXTILE.....	105
E.I.2.	: MÉCANISME DU RENFORCEMENT.....	106
E.I.3.	: RÔLE D'ARMATURE ET RÔLE DE MEMBRANE.....	113
E.II.	: LOI DE COMPORTEMENT D'UN GEOTEXTILE EN TRACTION	
E.II.1.	: ÉTUDE EXPÉRIMENTALE.....	114
E.II.2.	: ÉTUDE THÉORIQUE.....	120
E.II.3.	: COMPORTEMENT D'UN NON-TISSÉ SOUS TRACTION CYCLIQUE...	122
E.II.4.	: AUTRES ÉTUDES SUR LA TRACTION DES GÉOTEXTILES.....	125
E.III	: LOI D'INTERACTION SOL-GEOTEXTILE	
E.III.1.	: "TERRE ARMÉE".....	126
E.III.2.	: ESSAIS DE FROTTEMENT ET D'EXTRACTION - IRIGM.....	126
E.III.3.	: COMPORTEMENT EN ESSAI DE FROTTEMENT.....	127
E.III.4.	: COMPORTEMENT EN ESSAI D'EXTRACTION.....	132
E.IV.	: COMPORTEMENT EN ANCRAGE	
E.IV.1.	: APPROCHE THÉORIQUE.....	134
E.IV.2.	: ÉTUDE EXPÉRIMENTALE.....	136
E.V.	: APPLICATION AUX REMBLAIS SUR SOL COMPRESSIBLE	
E.V.1.	: CAS D'UNE EXPÉRIMENTATION IN SITU.....	140
E.V.2.	: ABAQUES DE RENFORCEMENT.....	140
E.VI	: MODELISATION DES SOLS RENFORCES ET SIMILITUDE	
E.VI.1.	: CONDITIONS DE SIMILITUDE DES MATERIAUX.....	146
E.VI.2.	: CONDITIONS DE SIMILITUDE DU GÉOTEXTILE.....	146
E.VI.3.	: CONDITIONS DE SIMILITUDE SUR LES LOIS D'INTERACTION SOL-GÉOTEXTILE.....	146

E - SOLS RENFORCES : COMPORTEMENT GEOMECHANIQUE DES TEXTILES

E.I - PRINCIPE DU RENFORCEMENT PAR GEOTEXTILE

Les premières études, sur le thème du renforcement des sols, se rapportaient plus précisément à la "Terre Armée", c'est-à-dire au renforcement des milieux pulvérulents par des armatures métalliques.

Un géotextile utilisé comme renforcement présentera des différences importantes avec le cas précédent :

* Le géotextile est utilisé en nappes continues et non pas en bandes étroites.

* Le géotextile est beaucoup plus souple (faible raideur en flexion) et beaucoup plus déformable (faible rigidité en traction).

Cependant le principe du comportement mécanique de la Terre Armée (Schlosser et al -(50)-) est extrapolable au cas des géotextiles.

E.I.1 - PARAMETRES GEOMECHANIQUES D'UN TEXTILE :

L'étude de l'interaction mécanique entre un sol et un textile nécessite la connaissance du comportement mécanique des éléments constitutants et des caractéristiques du couplage.

I.1.1 : Comportement en traction

Le comportement en traction d'un géotextile sera caractérisé par la relation entre l'effort de traction T par unité de largeur de textile ($T = \sigma_x \cdot b_g$ avec σ_x contrainte moyenne de traction suivant l'épaisseur du textile) et l'élongation relative ϵ .

L'essai de traction doit être effectué dans des conditions de *déformation plane* (largeur de nappe constante durant l'élongation), ce qui correspond aux conditions les plus générales de sollicitation d'un géotextile dans un ouvrage en terre. Au chapitre E.II nous étudierons la mise en oeuvre d'un tel essai et concluerons qu'il suffit d'effectuer un essai de traction simple sur un échantillon d'élançement égal ou inférieur à 1/5.

Le diagramme de traction $T = f(\epsilon)$ peut être approché,

* soit par une hyperbole :

$$T = \frac{\epsilon}{a \cdot \epsilon + b}$$

mais les paramètres a et b ne sont pas d'usage pratique, et nous leur préférerons la notion de "module de déformation plane" K

* soit par une droite : $T = K \cdot \epsilon$

K correspondra, sauf cas particuliers, au module sécant moyen, pour la zone de déformation ϵ considérée (fig. E1).

Pour une armature élastique linéaire

$$(E_g, \nu_g) :$$

$$\{1\} \quad K = \frac{E_g \cdot b_g}{(1 - \nu_g^2)}$$

On complètera par les données à la rupture :

T_r tension à la rupture et ϵ_r élongation à la rupture.

Cependant, dans le cas particulier de diagrammes $T = f(\epsilon)$ très convexes ou concaves, on utilisera un double module (K, K^*) pour approcher le comportement en traction.

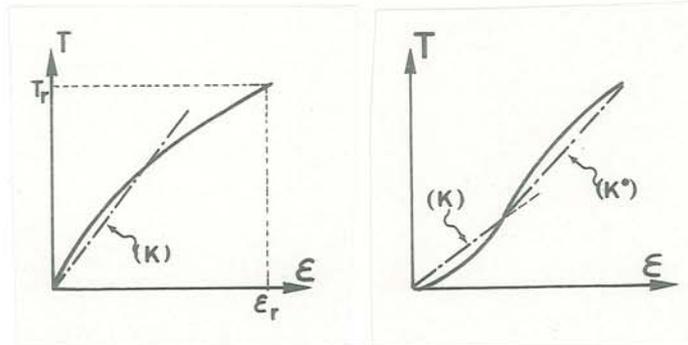


Fig. E1 : Définition des modules de déformation plane K et K^*

I.1.2 : Interaction sol-géotextile : frottement et adhérence

La liaison entre le sol et le textile sera généralement caractérisée à partir d'un essai de frottement (chapitre E.III), qui permettra de définir la loi d'interaction : (fig. E2).

à σ_N fixé : $\tau = \alpha u \quad u < u_p$

$\tau = \tau_p \quad u \geq u_p$

$\tau_p = \sigma_N \cdot \text{tg } \phi_g + C_g$

u déplacement relatif du sol par rapport au géotextile

σ_N contrainte, normale au plan du textile, moyenne

τ contrainte, tangentielle au plan du textile, moyenne

ϕ_g angle de frottement limite sol-textile

C_g adhérence limite sol-textile

τ_p contrainte tangentielle limite (de palier), obtenue pour un déplacement relatif u_p .

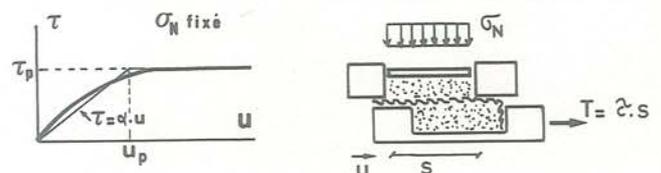


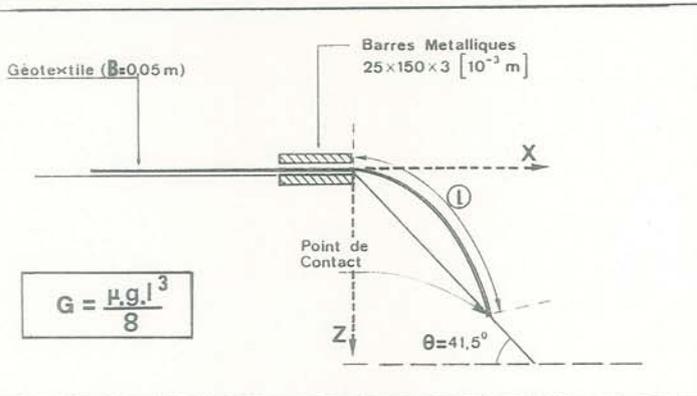
Fig. E2 : Définition de la loi d'interaction sol-géotextile

Nous avons défini une adhérence C_g limite car, à la différence des armatures métalliques (actuellement utilisées pour des sols dont la teneur en fines ne dépasse pas 15%, sauf cas particuliers - Murray -(40)-), les géotextiles, en raison de leur surface de contact, avec le sol, plus importante et des déformations, tolérées pour l'ouvrage en sol renforcé, plus grandes, seront utilisés comme renforcement de massifs argileux.

I.1.3 : Comportement en flexion : souplesse

Pour caractériser la rigidité en traction, nous avons défini le module de déformation plane K . Pour caractériser la raideur en flexion, nous avons adapté aux géotextiles un des essais textiles standardisés pour définir la souplesse (Collios -(12)-). Ce type d'essai a été adopté par le CFG (Leclercq -(29)-)

Le géotextile est considéré comme une poutre en console :



Essai de flexion pour déterminer la raideur G d'un géotextile (ASTM D 1388)



Mise en évidence de la souplesse du géotextile (entre ballast et gravette concassée)

$$\frac{d^2 z}{dx^2} = - \frac{M}{E_F I} \cdot \left(1 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2\right)^{3/2}$$

dont la solution numérique permet d'obtenir :

$$G = E_F I = \frac{\mu \cdot g \cdot l^3}{8} \frac{\cos \theta/2}{\operatorname{tg} \theta}$$

On choisit expérimentalement $(\cos \theta/2) / \operatorname{tg} \theta = 1$ soit $\theta = 41,5^\circ$

$$\text{On déduit le module d'Young : } E_F = \frac{12 \cdot \mu \cdot g \cdot l^3}{8 \cdot b_g^3}$$

Pour les géotextiles testés dans ce chapitre, nous avons donné les modules de déformation plane K sécants ($\epsilon_1 = 15\%$) déterminés en essai de traction (réf. E.II) ainsi que le module d'Young en flexion et le module $K_F = E_F \cdot b_g$ que nous appellerons module de flexion initial, et qui correspond à une expérience de flexion et non de traction en déformation plane (tableau E1).

La comparaison de K et K_F est instructive des différences de comportement (traction - compression/grandes et petites déformations).

Remarquons cependant (formule {1}) que K fait intervenir le coefficient de Poisson ; il serait de toute manière prématuré d'établir des corrélations précises à partir d'une méthode élastique sur milieu continu, s'appliquant mal à un milieu fibreux.

Pour les non-tissés de même structure, les modules E_F sont peu dépendants de la masse surfacique μ (comparer les deux TM et les deux BD). C'est donc bien une caractéristique de la structure (tableau E1).

La mesure de E_F permet de distinguer nettement un non-tissé aiguilleté (E_F faible) d'un non-tissé thermolié (E_F fort). On pourra corrélérer ceci à l'aptitude des géotextiles à la contraction surfacique (E.II.1) lors d'un essai de traction.

Pour les tissés ou les grilles, la grosseur des fibres influence le module E_F .

I.1.4 : Sollicitations concentrées :

Nous n'aborderons pas, dans ce mémoire, le problème des charges concentrées, qui entraînent une initialisation locale de la rupture du textile (poinçonnement : Loubinoux et al -(33)- déchirure : Puig et al -(43)-). Ceci fait l'objet de différentes études et modes opératoires (Comité Français des Géotextiles : -(14)-).

Nous considérerons donc par la suite que le géotextile, sous sollicitation, garde son intégrité jusqu'à la rupture obtenue sous traction en déformation plane.

E.1.2 - MECANISME DU RENFORCEMENT :

I.2.1 : Schématisation :

2.1.1 : Déformation plane :

Soit un élément de sol renforcé parallélépipédique soumis à des contraintes externes uniformément réparties (essai biaxial de compression (σ_1, σ_3) en déformation plane ($\epsilon_2 = 0$) - (fig. E3) -). Soit L , la 1/2 longueur de nappe, et b_g l'espacement entre deux nappes d'armature d'épaisseur b_g .

Le sol est supposé pulvérulent pur (ϕ).

La contraction verticale ϵ_1 ($\epsilon_1 < 0$) du matériau pulvérulent, due au déviateur $(\sigma_1 - \sigma_3)$ s'accompagne d'une tendance à l'extension horizontale ($\epsilon_3 > 0$), ce qui engendre des contraintes de frottement τ le long de l'armature : $\tau = \sigma_1 \operatorname{tg} \delta$ avec $\sigma_1 = \sigma_N$ contrainte normale supposée uniforme sur l'armature.

La valeur de δ dépendra du déplacement relatif sol-armature. Nous supposons en première approximation δ constant le long de l'armature. Celle-ci est supposée élastique (E_g, ν_g).

équilibre de l'armature : $d\sigma_x \cdot b_g = -2\tau \cdot dx$

$$\text{soit } T = \sigma_x \cdot b_g = 2\tau (L - x)$$

Géotextile	Dénomination commerciale	Structure	Module sécant traction $\epsilon_1=15\%$ K (kN/m)	Module traction $\epsilon_1 > 15\%$ K* (kN/m)	Flexion module initial K _F (kN/m)	Flexion module d'Young $\frac{E_F}{10+3^F}$ (10 ³ kN/m ²)
TM 110	Terram 1 000	Nt thermolié	40	-	152	305
TM 230	Terram 2 000	"	85	-	252	280
TP 270	Typar 3807	"	105	-	196	301
BD 340	Bidim U 44	Nt aiguilleté	30	43	4	1,4
BD 550	Bidim U 64	"	48	70	5,5	1,2
BD 500rf	Bidim renforcé (prototype)	Composite	260	-	-	-
tx 660	Tri X - Sarti	Tissé - machine travers diagonal	750 390 -	- - -	84 23 10	26,2 7,3 3,1
gS 680-28	Nortene 5550A	Grille	9	-	168	42
gR 620-28	Nortene 5515	Grille	22	-	736	184

Tableau E1 : Modules obtenus à partir d'un essai de traction ou de flexion

déformations planes :

$$\epsilon_x = \frac{2\tau}{b_g \cdot E_g} (1 - \nu^2) (L - x) = \frac{2\tau}{K} (L - x)$$

Le déplacement de l'extrémité H de l'armature est égal à :

$$\{2\} \quad u_H = \int_0^L \epsilon_x \cdot dx = \frac{\tau \cdot L^2}{K}$$

La déformation moyenne de l'armature, c'est-à-dire celle mesurée globalement à partir d'un essai biaxial, est égale à :

$$\{3\} \quad \bar{\epsilon}_H = \frac{u_H}{L} = \frac{\tau \cdot L}{K} = \frac{\sigma_1 \cdot \text{tg } \delta \cdot L}{K}$$

La tension maximale dans l'armature est obtenue en $x = 0$

$$\{4\} \quad T_{\max} = 2 \sigma_1 \cdot \text{tg } \delta \cdot L$$

La rupture de l'échantillon pourra correspondre à 2 phénomènes :

* rupture de l'armature en traction : (indice r)

$$\{5\} \quad T_{\max} = T_r = 2 (\sigma_1)^r \cdot \text{tg } \delta^r \cdot L \text{ avec } \text{tg } \delta^r < \text{tg } \phi_g$$

* rupture par glissement : (indice g)

$$\{6\} \quad T_{\max} = T_g = 2 (\sigma_1)^g \cdot \text{tg } \phi_g \cdot L \text{ avec } T_{\max} < T_r$$

Pour les géotextiles nous serons amenés à considérer conventionnellement un troisième mode de rupture correspondant à une elongation de l'armature ϵ_{1im} trop importante pour le massif renforcé : (indice ϵ)

$$\{7\} \quad \bar{\epsilon}_H = \epsilon_{1im} = \frac{(\sigma_1 \cdot \text{tg } \delta)^\epsilon \cdot L}{K}$$

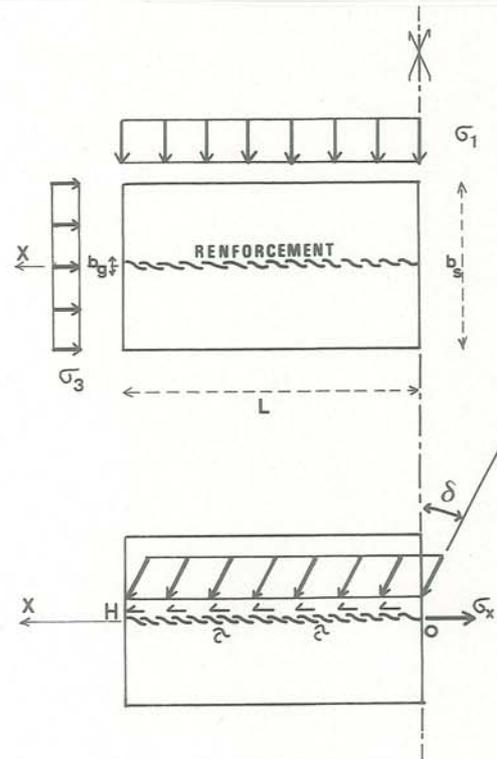
Cet effet d'armature est fréquemment identifié, soit à une cohésion anisotrope -(32)-, soit à une augmentation $\Delta\sigma_3$ de la contrainte de confinement.

Fig. E3 : Schématisation du renforcement par armature

On écrit l'équilibre horizontal d'un élément de sol renforcé :

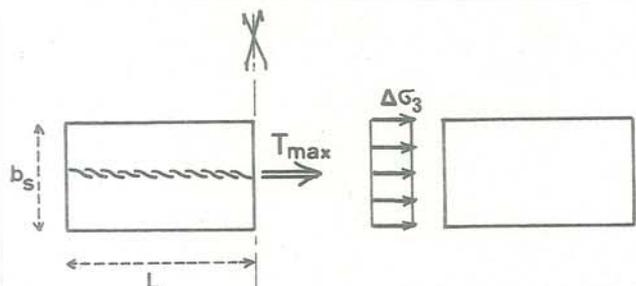


Fig. E4 : Equivalence Renforcement-Augmentation du confinement

$$T_{\max} = \Delta\sigma_3 \cdot b_s \quad (\text{fig. E4})$$

*rupture par glissement {6} :

$$\{8\} (\Delta\sigma_3)^g = \frac{2(\sigma_1)^g \cdot \text{tg } \phi_g \cdot L}{b_s} \text{ avec } (\sigma_1)^g < \frac{T_r}{2 \cdot \text{tg } \phi_g \cdot L}$$

*rupture par traction {5} :

$$\{9\} (\Delta\sigma_3)^r = \frac{T_r}{b_s}$$

On voit que le confinement fictif ($\Delta\sigma_3$) croit avec la densité d'armature (b_s décroissant).

On fera cependant remarquer que le champ de contraintes réel est hétérogène dans le massif de sol entre les armatures (Chapuis -(11)- fig. E5). Les expériences de Santini et al -(49)- en photoélasticité permettent de visualiser la rotation des directions principales du champ de contraintes (isostatiques) au voisinage des armatures (fig. E6). Les directions principales ne sont horizontale et verticale que suivant le plan de symétrie entre armatures. L'augmentation calculée $\Delta\sigma_3$ n'est réaliste que suivant ce plan.

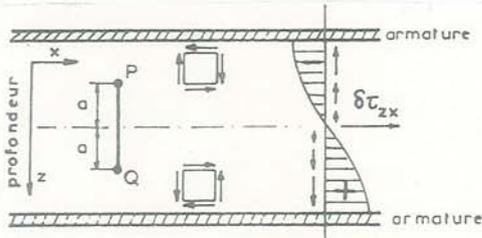


Fig. E5 : Schématisation de la rotation des directions principales (Chapuis -(11)-)

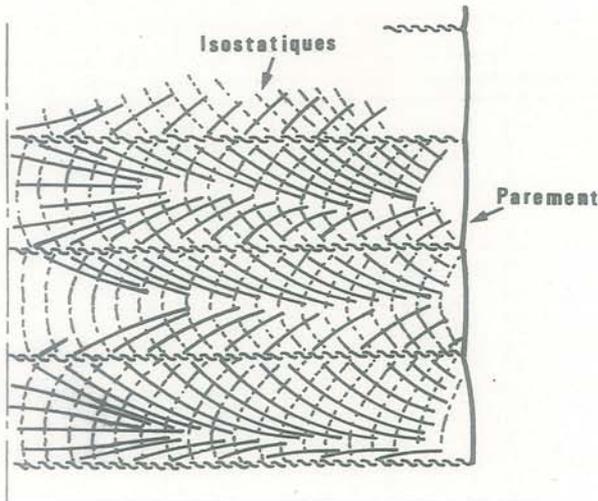


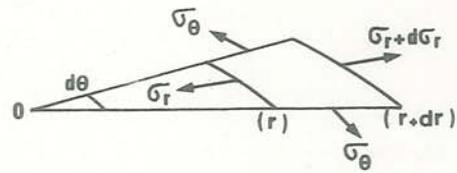
Fig. E6 : Champ des isostatiques dans un massif de sol renforcé (Santini et al -(49)-)

2.1.2 : Axisymétrie :

Les études expérimentales sur les sols renforcés se fondent fréquemment sur des essais de compression à l'appareil biaxial de révolution.

Pour cette raison nous avons appliqué le raisonnement précédent au cas axisymétrique.

équilibre d'une armature, constituée d'un disque de rayon R, frettée par 2 éléments de sol adjacent :



$$\frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} + \frac{d\sigma_r}{dr} + 2 \frac{\tau}{b_g} = 0$$

L'armature est supposée élastique :

$$\sigma_r = \frac{E_g}{1-\nu_g^2} \left(\frac{du_r}{dr} + \nu_g \frac{u_r}{r} \right)$$

$$\sigma_\theta = \frac{E_g}{1-\nu_g^2} \left(\frac{u_r}{r} + \nu_g \frac{du_r}{dr} \right)$$

avec u_r déplacement radial d'un point de l'armature

$$r^2 \frac{d^2 u_r}{dr^2} + r \frac{du_r}{dr} - u_r + \frac{2\tau}{b_g} \cdot \frac{1-\nu_g^2}{E_g} \cdot r^2 = 0$$

soit $u_r = \frac{2\tau}{3K} \cdot r \cdot \left(\frac{2+\nu_g}{1+\nu_g} R - r \right)$

{2'} pour $r = R$ $u_H = \frac{2\tau}{3K} \cdot \frac{R^2}{1+\nu_g}$

{3'} et $\frac{u_H}{R} = \frac{2}{3} \cdot (1 - \nu_g) \cdot \frac{\tau \cdot R}{K}$

$$\sigma_r \cdot b_g = \frac{2\tau}{3} \cdot (2 + \nu_g) \cdot (R - r)$$

$$\sigma_\theta \cdot b_g = \frac{2\tau}{3} \left((2 + \nu_g) \cdot R - (1 + 2 \nu_g) \cdot r \right)$$

Les tensions sont donc maximales au centre du disque ($r = 0$) :

{4'} $(\sigma_r \cdot b_g)_{\max} = \frac{2\tau}{3} (2+\nu_g) R = (\sigma_\theta \cdot b_g)_{\max}$

avec $\tau = \sigma_1 \cdot \text{tg } \delta$

Ces relations sont donc de la même forme qu'en déformation plane.

1.2.2 : Résultats expérimentaux :

Ceux-ci confirment la validité de la schématisation présentée ci-dessus.

2.2.1 : "Terre Armée" :

Des essais biaxiaux de révolution effectués sur sable renforcé par des feuilles métalliques minces ont permis de montrer -(32)- :

Dans le plan des contraintes principales, la courbe limite de rupture est en accord avec les relations définies au paragraphe (1.2.1) :

sable non renforcé : $(\sigma_1) = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \sigma_3$
à la rupture (état limite actif)

sable renforcé : $(\sigma_1)^{r,g} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot (\sigma_3 + (\Delta\sigma_3)^{r,g})$
à la rupture

$(\Delta\sigma_3)^{r,g}$ vérifie des relations du type {8} ou {9} suivant le mode de rupture. Notons que Long utilise les relations en déformation plane alors qu'il serait justifié d'utiliser les relations obtenues en axisymétrie (2.1.2).

Quoi qu'il en soit, les relations sont du type :

rupture par glissement : $(\Delta\sigma_3)^g = \beta^g \cdot \frac{(\sigma_1)^g}{b_s}$

rupture par traction : $(\Delta\sigma_3)^r = \beta^r \cdot \frac{T_r}{b_s}$

soit rupture par glissement : (zone OA - fig. E7)

$$(\sigma_1)^g = \frac{1}{\left(\frac{1}{\text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} - \frac{\beta^g}{b_s}\right)} \cdot \sigma_3$$

rupture par traction : (zone AB - fig. E7)

$$(\sigma_1)^r = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \left(\sigma_3 + \frac{\beta^r}{b_s} \cdot T_r\right)$$

* La rupture est effectivement obtenue par glissement pour σ_3 faible et rupture en traction des armatures au delà. Pour σ_3 très grand, la rupture est obtenue par flambement (zone BF - fig. E7).

* L'augmentation relative de résistance croît lorsque σ_3 diminue.

* La résistance croît avec le nombre d'armatures (b_s décroissant).

* Le diagramme $\sigma_1 f(\epsilon_1)$ présente un pic très accentué correspondant à la rupture des armatures (comportement fragile).

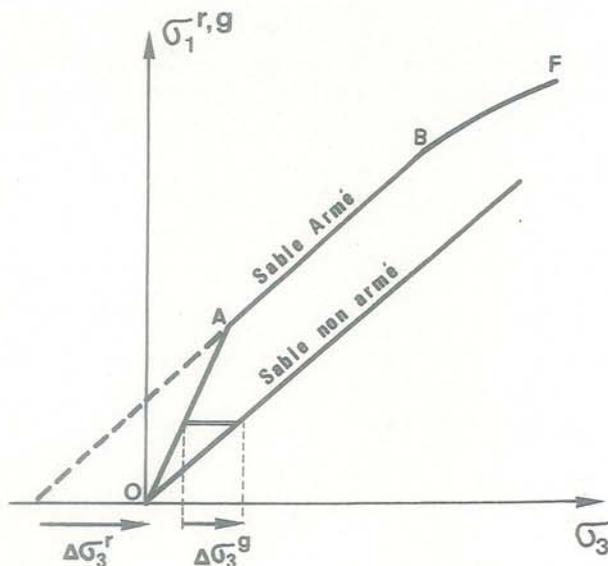


Fig. E7 : Résistance maximale d'un sable armé

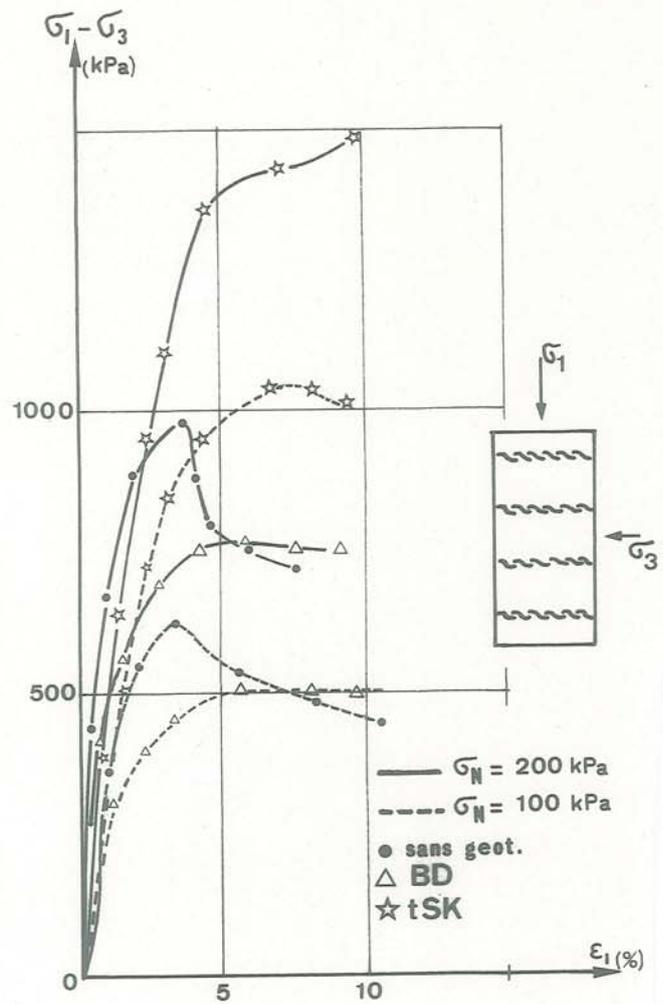


Fig. E8 : Essais biaxiaux de révolution sur sol renforcé - Blivet et al -(8)-

2.2.2 : Sols renforcés par géotextile - Déformabilité et densité des armatures :

-a- Essais biaxiaux de révolution :

Blivet et al -(8)- présentent des essais biaxiaux de révolution sur un phosphogypse renforcé ou non par géotextile. Ces essais montrent que la présence d'inclusions textiles peut augmenter ou diminuer la résistance maximale d'une éprouvette de sol.

Le renforcement était constitué soit par 2 nappes de BD 340 (K = 30 kN/m) pour un échantillon de 300 mm de hauteur, soit par des nappes de tissé polyester multifilaments tSK (K = 150 kN/m). Les caractéristiques à la rupture obtenues sont données dans le tableau E2.

éprouvette	Sol non renforcé		Sol + BD 340	Sol + tSK
	pic	palier		
C (kPa)	62	53	71	141
ϕ (°)	40	35	33,5	41,5

Tableau E2 : Essais biaxiaux de révolution sur sol renforcé (Blivet et al -(8)-)

Le textile tissé de module K supérieur et en densité plus grande que le non-tissé a permis d'obtenir une cohésion supplémentaire.

L'observation des courbes d'essai permet par contre de montrer que le non-tissé modifie le comportement du sol : le phosphogypse renforcé (fig. E8) perd son comportement fragile et garde en grandes déformations une résistance mécanique quasi-constante :

Le BD 340 diminue la rigidité du sol en petites déformations efface le pic de résistance maintient la résistance de palier en grandes déformations

-b- Nouveau critère de rupture proposé :

Le comportement présenté ci-dessus est très général :

Les sols renforcés par géotextile ne seront généralement pas amenés à la rupture suivant le concept établi pour les armatures métalliques : pas de rupture en traction [5].

Nous serons amenés à une nouvelle notion de la rupture [7] :

$$\text{critère de rupture} \longleftrightarrow \epsilon = \epsilon_{\text{limite}}$$

Les calculs de renforcement des sols par géotextile devront prendre en compte les déformations du massif. Un calcul d'équilibre limite prenant en compte une loi rigide-plastique du sol renforcé sera inopérant et même dangereux, dans la mesure où il est impossible de mobiliser un effort de rupture dans l'armature pour des déformations $\epsilon < \epsilon_{\text{lim}}$: donc considérer un coefficient de sécurité F sur la tension dans l'armature n'a pas de sens

$$T_{\text{admissible}} = \frac{\min(T_r, T_g)}{F}$$

puisque T mobilisé sera conditionné par l'état de déformation.

Si on applique {3'} et {7} :

$$\bar{\epsilon}_H < \epsilon_{\text{lim}}$$

$$\frac{2}{3} (1 - \nu_g) R \cdot \frac{(\sigma_1 \cdot \text{tg } \delta)^{\epsilon}}{K} < \epsilon_{\text{lim}}$$

$$\{10\} (\tau)^{\epsilon} = (\sigma_1 \cdot \text{tg } \delta)^{\epsilon} < K \cdot \frac{3}{2(1-\nu_g)} \cdot R \cdot \epsilon_{\text{lim}}$$

A élancement limite fixée, on pourra mobiliser d'autant plus l'armature ((τ) $^{\epsilon}$ grand, donc tension dans l'armature grande d'après {4'}) que le module de l'armature sera élevé. De plus, comme nous avons considéré la déformation moyenne $\bar{\epsilon}_H$, la longueur de l'armature intervient.

On notera que {10} est indépendant de l'effort de rupture dans l'armature : le coefficient de sécurité F à prendre en compte dépendra de K et non de T_r , dans l'hypothèse où T_r ne peut être atteint.

$$\{4'\} + \{10\} : \bar{\epsilon}_H < \epsilon_{\text{lim}} \iff$$

$$\{11\} T < T_{\epsilon} = K \cdot \frac{2+\nu_g}{1-\nu_g} \cdot \epsilon_{\text{lim}} \quad \text{avec } T_{\epsilon} < \min(T_r, T_g)$$

Pour les sols renforcés par géotextiles, il sera par contre possible d'utiliser la "méthode inverse" consistant à partir des déformations admissibles pour déterminer les tensions dans les armatures. Ce sont ces tensions qui permettent ensuite de faire un calcul d'équilibre limite.

-c- Application :

Gray et al -(20)- a effectué tout comme Broms -(10)- des essais biaxiaux de révolution en modifiant la densité de renforcement. L'intérêt de cette méthode est de présenter une application de la "méthode inverse" :

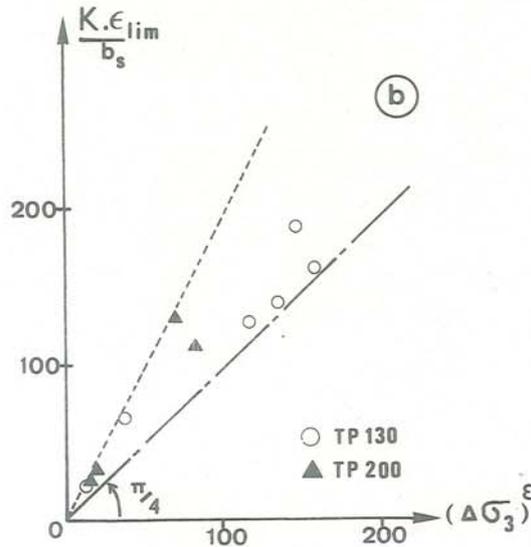
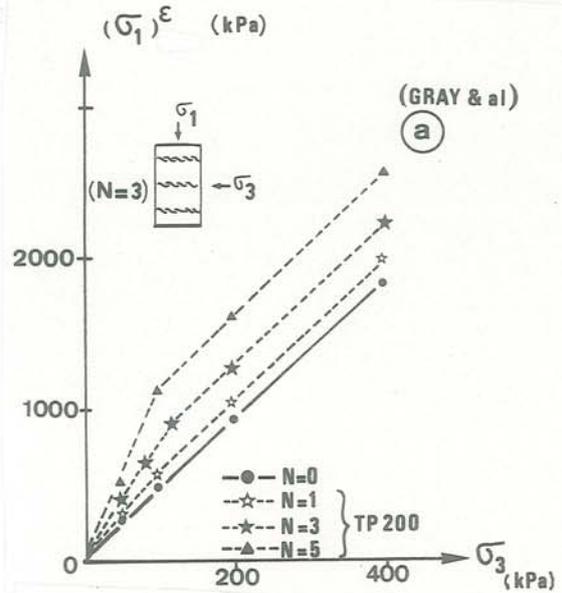


Fig. E9 : "Méthode inverse" appliquée à un essai biaxial de révolution sur sol renforcé par géotextile (Gray et al -(20)-)

* $(\sigma_1)^{\epsilon}$, pris en compte, est obtenu pour une déformation $\bar{\epsilon}_H = \epsilon_{\text{lim}} \approx \frac{\epsilon_r}{10}$, donc bien inférieure à la déformation de rupture du géotextile.

La "méthode inverse" devrait rigoureusement se fonder sur le calcul en axisymétrie que nous avons proposé au paragraphe (2.1.2). En fait Gray fait l'approximation de la déformation plane

$$(\Delta\sigma_3)^E = \frac{T_E}{b_S}$$

De plus Gray ne prend pas en compte la déformation du textile au centre O de l'échantillon axisymétrique, inaccessible par la mesure, mais la mesure moyenne ($\bar{\epsilon}_H$)

$$\bar{T} = K \cdot \bar{\epsilon}_H \text{ au lieu de } T_{\max}$$

$$\text{Il pose } \bar{T} = T_E$$

$(\Delta\sigma_3)^E$ expérimental (fig. E9-a) est comparé à la valeur théorique $(\Delta\sigma_3)^E = K \cdot \epsilon_{lim} / b_S$ (fig. E9-b).

On constate effectivement une bonne corrélation, eu égard aux hypothèses prises : le principe du calcul type "terre armée" est encore formellement utilisable, mais à condition de définir au préalable l'élongation du textile ($\bar{\epsilon}_H$) à prendre en compte.

Dans ces conditions, il apparaît possible de déterminer $(\Delta\sigma_3)^E$, augmentation de la contrainte de confinement, et de là d'en déduire l'augmentation de résistance.

2.2.3 : Sols renforcés par géotextile - Orientation des armatures :

Mc Gown -(34)- et Andrawes -(2)- ont montré expérimentalement que l'influence d'une armature textile varie avec l'inclinaison de cette armature par rapport aux directions principales de l'état de contrainte.

L'appareillage utilisé est une cellule à état de contrainte biaxial (déformation plane). On montre (fig. E10) que le renforcement maximum est obtenu pour une armature confondue avec la direction principale mineure σ_3 , tandis que le renforcement est minimum pour une armature confondue avec le plan de glissement. Comme dans le cas présenté, le gain peut être même négatif si le frottement sol-textile est inférieur au frottement sol-sol.

Snaith et al -(57)- ont obtenu des résultats similaires sur argile (fig. E10) à partir d'expérience sur une boîte de cisaillement octogonale et Ingold -(27)- a confirmé ces résultats à partir d'une boîte de Casagrande.

Ces résultats expérimentaux confirment les résultats théoriques obtenus à partir des travaux de Basset -(5)- et Roscoe :

Basset admet que les axes principaux en contraintes et en incréments de déformation sont confondus. On obtient ainsi les deux cercles de Mohr de la fig. E11. Les lignes de glissement sont confondues avec les lignes d'extension nulle (α) et (β).

Les inclusions textiles auront le maximum d'efficacité si elles sont placées suivant les directions d'extension maximale ϵ_3 .

D'une manière générale, toute armature placée dans l'angle d'extension est efficace alors qu'elle sera inefficace dans l'angle des compressions, le géotextile ne présentant pas de résistance à la compression.

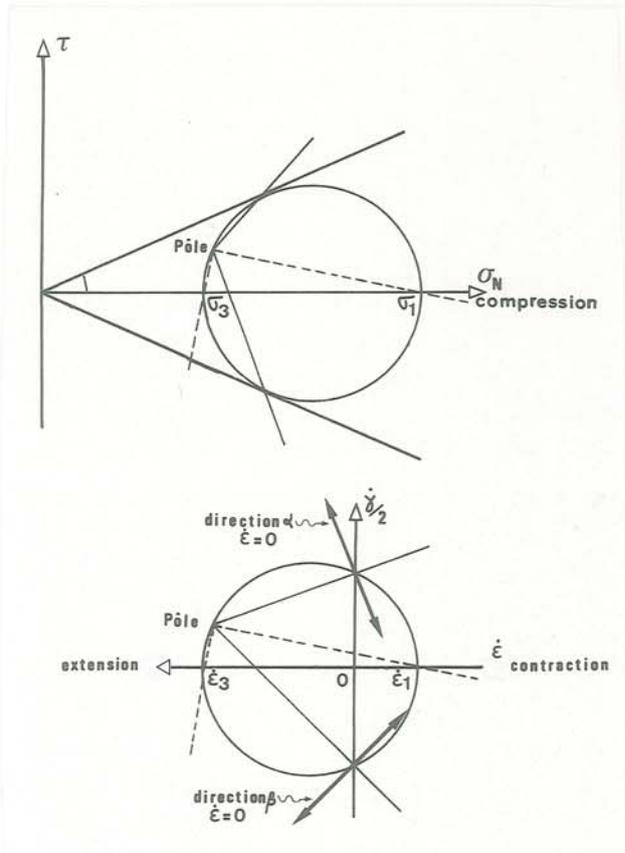


Fig. E11 : Détermination de la direction d'extension maximale : Cercles de Mohr en contrainte et incréments de déformation

La procédure théorique à suivre quant au positionnement des armatures consiste donc à effectuer pour le massif non renforcé un calcul permettant la détermination des orientations des lignes d'extension nulle (α) et (β) et de la ligne d'extension maximale qui est leur bissectrice. Citons ainsi les travaux de Milligan sur un mur de soutènement, ceux de Basset pour un remblai sur sol compressible et ceux de Mc Gown et al -(36)- sur un remblai renforcé. On obtient ainsi la position à choisir pour les armatures.

Notons cependant que l'introduction d'armatures modifiera les directions du tenseur déformations (fig. E12).

On constate ainsi que les armatures doivent être horizontales pour un mur de soutènement et incurvées pour un remblai.

ORIENTATION du Renforcement

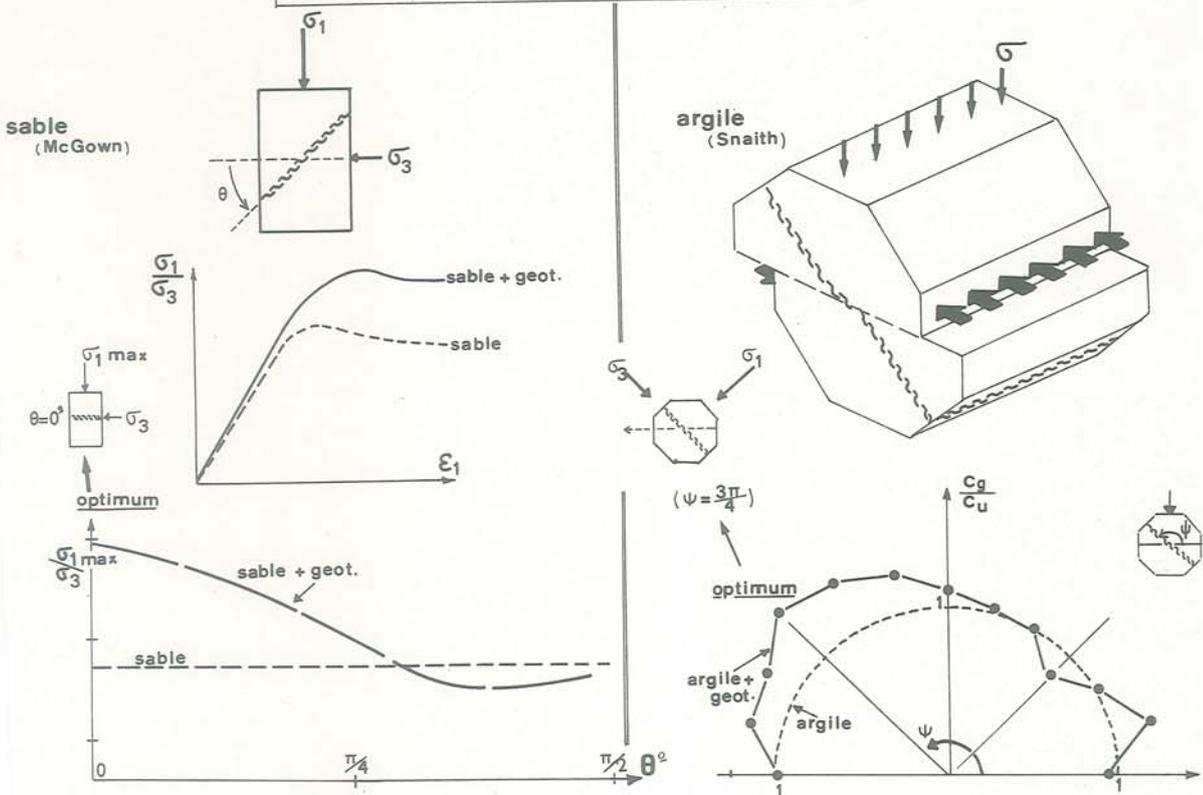


Fig. E10 : Orientation optimale du renforcement

Principe du Renforcement: remblai sur sol mou

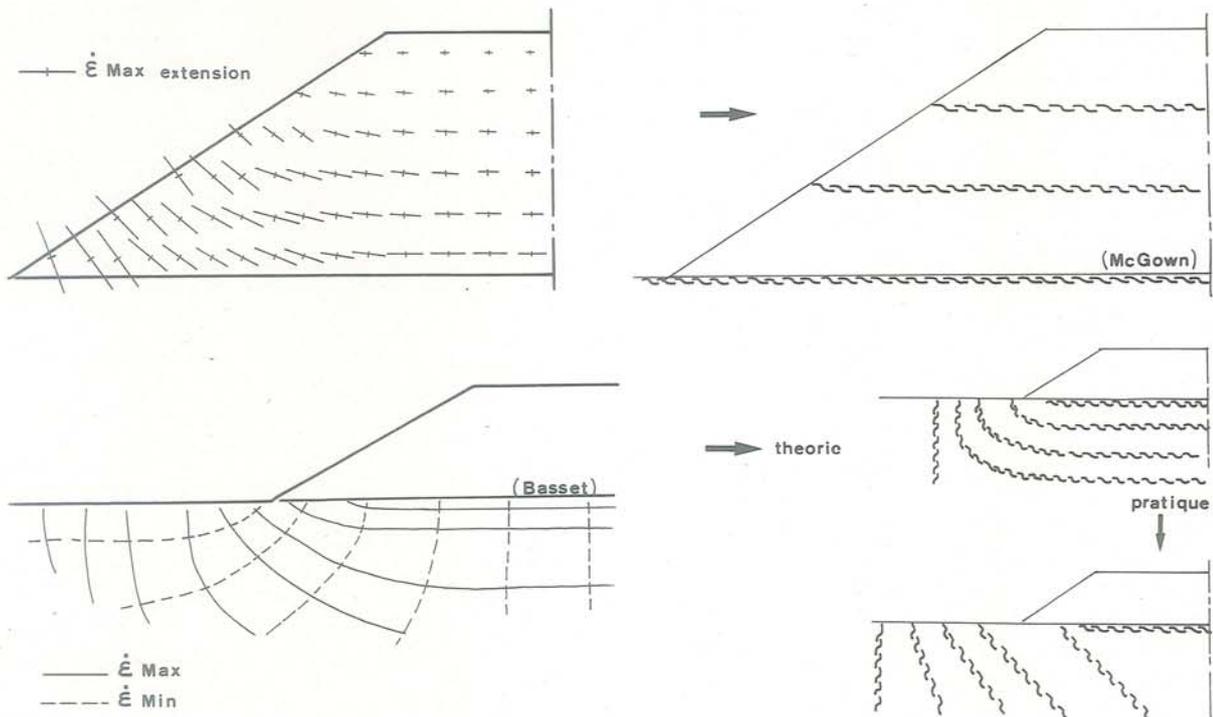


Fig. E12 : Direction des lignes d'extension nulle

E.I.3 - ROLE D'ARMATURE ET ROLE DE MEMBRANE :

L'étude précédente ne se rapporte qu'à un massif de sol en deçà ou voisin de la rupture telle qu'on la définit en Mécanique des Sols (pic de résistance - petites déformations). Nous n'avons donc envisagé qu'une reprise d'efforts tangentiels par le géotextile.

En fait l'utilisation des géotextiles n'est pas limitée au domaine des petites déformations, les essais biaxiaux présentés en 2.2 le montrent, et en partie F nous étudierons en détail un renforcement de massif très déformé (poinçonnement d'un sol bicouche). Dans ce cas, le massif de sol sera soumis à des distorsions importantes, et le géotextile, du fait de sa souplesse alliée à sa résistance en traction, prendra une forme convexe : dans ce cas le géotextile peut reprendre par mise en traction des efforts normaux : c'est ce que nous appellerons : *fonctionnement en membrane*, qui pourra se superposer au fonctionnement en armature (fig. E13).

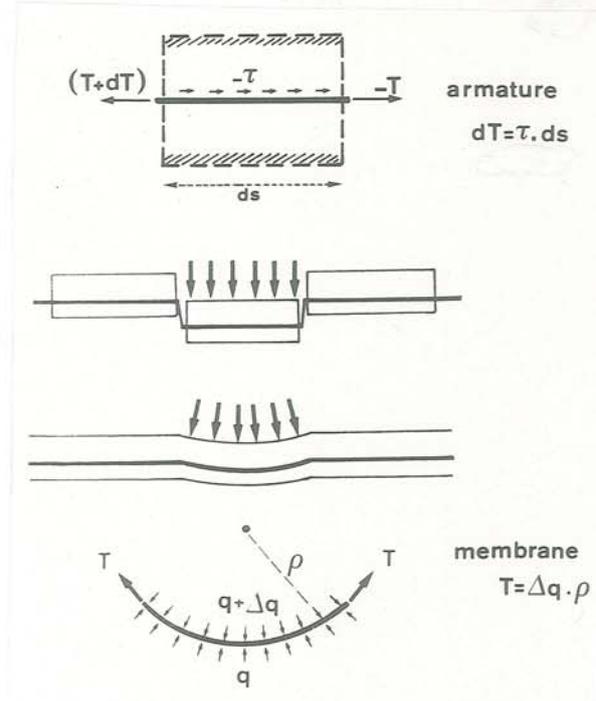


Fig. E13 : Fonctionnement en membrane et en armature

E.II - LOI DE COMPORTEMENT D'UN GEOTEXTILE EN TRACTION

L'étude présentée ici ne concerne que l'essai de traction simple et a porté sur deux points principaux :

- * l'influence du matériau fibreux et de la structure du textile sur le comportement en traction
- * l'influence des dimensions de l'éprouvette sur le comportement global enregistré

Le problème du choix de l'essai de référence pour caractériser un géotextile en traction a donné lieu à de nombreuses recherches, dans le but de reproduire le comportement in situ de la manière la plus réaliste mais avec l'essai le plus simple possible. Les conditions particulières d'un géotextile in situ sont :

- * état de déformation plane : la longueur de l'ouvrage correspond généralement à une direction de déformation nulle.
- * contrainte de confinement σ_N : la structure fibreuse tendue est simultanément comprimée par le sol adjacent.

Giroud et al -(19)- ont proposé une analyse des différents essais envisageables. De préférence à l'essai de traction simple, de nombreux chercheurs ont préféré approcher davantage l'état de déformation plane en concevant différents appareillages expérimentaux. On notera :

- * les essais où le géotextile est tendu par une membrane gonflable, de manière à ce que l'échantillon prenne une forme de cylindre à directrice circulaire (Paute et al -(42)- Raumann -(44)-) ou de calotte sphérique (Dallaire -(15)-)
- * les essais où le géotextile est tendu par un poinçon appliqué sur le géotextile fixé sur un moule CBR (Alfheim et al -(1)-)
- * les essais plan à déformation plane, soit grâce à un système de barrettes à picots -(56)-, soit grâce à un échantillon en croix dont les deux branches latérales sont maintenues à déformation nulle -(59)-

Nous avons, quant à nous, procédé à une étude expérimentale à l'Institut Textile de France, en collaboration avec Mr Baudonnel -(6)- de l'essai de traction simple à élanement variable.

Les essais présentés ont aussi servi de référence à l'étude de Leflaive et al -(31)- en vue d'une standardisation de l'essai de traction.

L'essai de traction normalisé par l'Industrie Textile (norme AFNOR G07-001 : H = 200 mm, B = 50 mm) est notoirement inadapté au domaine géotechnique et Rigo et al -(46)- ayant montré sur un non-tissé l'influence de l'élanement H/B de l'éprouvette sur la résistance en traction, nous avons considéré une variation systématique de H et B.

E.II.1 - ETUDE EXPERIMENTALE :

II.1.1 : Généralités :

Nous étudions le comportement d'une éprouvette rectangulaire de géotextile non-tissé de largeur B, soumise à une traction dans la direction de sa hauteur H. L'allongement est ΔH , d'où ϵ_1 la déformation moyenne axiale. Le rétrécissement est ΔB , d'où ϵ_2 la déformation moyenne latérale (fig. E14).

1.1.1 : Présentation des essais :

Les essais ont été faits avec des mors de 500 mm fabriqués pour les géotextiles. La géométrie des éprouvettes a été : B de 50 à 500 mm, H de 30 à 500 mm, B/H de 0.1 à 16.

La vitesse de déformation axiale a été de 50% par minute sauf dans une série d'essais, faite avec des vitesses de 12.5 à 100% par minute. Tous les essais ont été faits dans le sens machine après avoir vérifié, par quelques essais dans le sens travers, que les géotextiles testés étaient quasi-isotropes.

Chaque résultat présenté provient d'un seul essai. Compte tenu de la dispersion inévitable, il aurait été plus exact de répéter chaque essai et de faire une moyenne. Pour un nombre total d'essais donné (plus de 200), il a été jugé préférable de sacrifier la précision et d'examiner un grand nombre de paramètres.

Le choix des six géotextiles testés (tableau E3) a permis d'étudier l'influence des paramètres suivants :

- * structure : non-tissé aiguilleté ou thermolié, tissé
- * continuité des fibres : filaments continus ou fibres courtes
- * nature des filaments : polyester (PS) ou polypropylène (PP)

Nous avons éliminé l'influence de la masse surfacique μ en divisant toutes les forces T de traction (par unité de largeur de bande) par la masse surfacique.

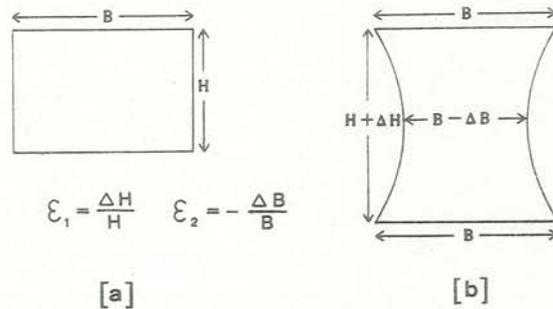


Fig. E14 : Eprouvette : (a) avant traction ; (b) tendue

1.1.2 : Comportement des filaments et fibres :

Les essais de traction sur les filaments des géotextiles BD, SD, LT et TP donnent deux types de courbes (fig. E15) la courbe des filaments de polypropylène croit d'abord rapidement jusqu'à $\epsilon_1 = 40\%$ environ puis croit lentement jusqu'à la rupture qui survient pour ϵ_1 très grand (159% pour les filaments de SD et 238% pour les filaments de TP) ; la courbe des filaments de polyester croit de façon continue jusqu'à la rupture qui survient pour $\epsilon_1 = 71\%$ (filaments de LT) et $\epsilon_1 = 78\%$ (filaments de BD). Jusqu'à $\epsilon_1 = 30\%$ toutes les courbes sont voisines mais, au-delà, les filaments de polyester sont moins déformables.

Les fibres du géotextile SM se rompent pour : $\epsilon_1 = 47,5\%$ (polyester) et $\epsilon_1 = 105\%$ (polypropylène). Ayant subi un fort étirage préalable, elles sont moins déformables que les filaments de la fig. E15.

II.1.2 : Résultats d'essais de traction sur éprouvettes rectangulaires :

L'essentiel de nos résultats se rapporte aux non-tissés, un seul paragraphe sera consacré aux tissés.

Géotextile	Nom commercial	Nature fibre	Titre λ (dtex)	Structure	μ (g/m ²)	$n\%$
BD	Bidim U44	PS	7,35	Nt aiguilleté filaments continus	340	90
SD	Sodoca AS 400	PP	7,1	Nt aiguilleté filaments continus	370	86
LT	Lutravil LDH	PS	9,45	Nt thermolié filaments continus	195	70
TP	Typar 3807	PP	12,6	Nt thermolié filaments continus	270	54
SM	Sommer 400	(PP 50% PS 50%)	6,9 17	Nt aiguilleté fibres courtes	400	93
tBS	Boussac St Frères	PP	-	tissé multifilaments	435	-

Tableau E3 : Géotextiles testés en traction (ITF - IRIGM)

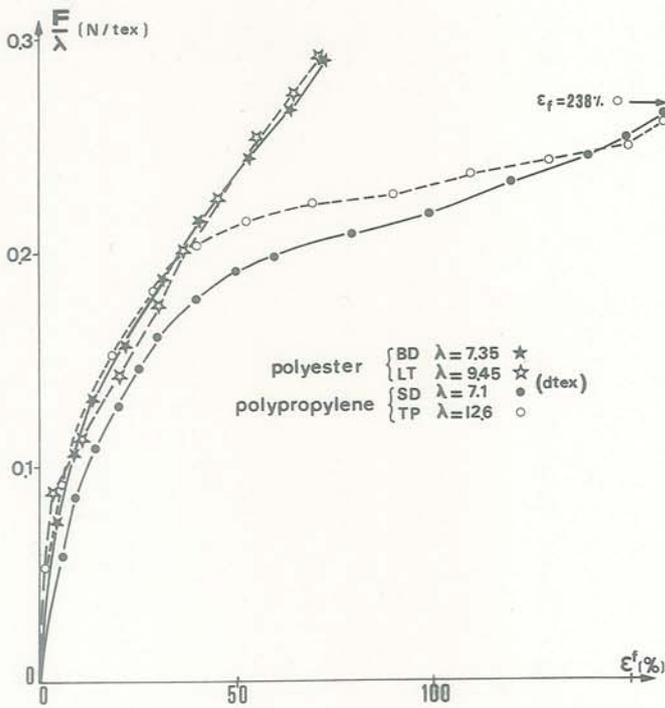


Fig. E15 : Traction sur fibres appartenant aux géotextiles testés

1.2.1 : Influence de la vitesse de traction :

Soit $\dot{\epsilon}_1 = (\Delta H/H)$. La vitesse standard est $\dot{\epsilon}_1 = 0,50(\text{mn})^{-1}$. Une variation de $\dot{\epsilon}_1$ n'a pas permis d'obtenir des différences sensibles de T_r , ϵ_r (tableau E4 : $H = 125\text{mm}$, $B = 500\text{mm}$).

1.2.2 : Influence du polymère :

Sur l'ensemble des essais sur non-tissés à filaments continus, la déformation axiale à la rupture ϵ_r a été de 36% à 78% (géotextile BD), 25% à 64% (LT), 65% à 160% (SD) et 25% à 85% (TP). Pour un géotextile donné, la plage des valeurs de ϵ_r est large du fait de la variété de géométries des éprouvettes testées (voir fig. E16). Pour un même type de structure (aiguilletés d'une part, thermoliés d'autre part), les non-tissés polypropylène sont plus déformables que les non-tissés polyester, ce qui s'explique par la plus grande déformabilité des filaments polypropylène (fig. E15). On

constate également que la déformation axiale à la rupture des non-tissés à filaments continus est inférieure à celle des filaments (entre la déformation axiale à la rupture des aiguilletés et celle de leurs filaments, le rapport est de 40 à 100%, selon la géométrie de l'éprouvette). Au contraire, les non-tissés à fibres courtes peuvent avoir des déformations axiales très grandes, excédant celles des filaments (fig. E19).

Ce qui précède concerne uniquement l'influence du polymère sur la déformation axiale à la rupture des géotextiles non-tissés. L'influence du polymère sur la résistance sera discutée dans l'étude théorique.

Enfin, la déformation latérale, ϵ_2 , d'un non-tissé polyester est légèrement supérieure en valeur absolue à celle d'un non-tissé polypropylène (fig. E16).

1.2.3 : Influence de la structure du géotextile :

D'après la fig. E16 et de nombreuses courbes analogues non reproduites :

* les thermoliés ont un module initial plus grand que les aiguilletés et beaucoup moins sensible aux variations du rapport des côtés de l'éprouvette B/H

* pour un polymère et une géométrie d'éprouvette donnés, la déformation axiale à la rupture d'un thermolié est inférieure à celle d'un aiguilleté. Lors des essais, on constate que la rupture est brutale dans le cas d'un thermolié alors qu'elle se propage progressivement à travers l'éprouvette dans le cas d'un aiguilleté. Ces constatations sur l'allure des courbes et le mode de rupture suggèrent que :

- les filaments des aiguilletés sont relativement libres de s'orienter dans le sens de l'effort de traction, réorientation qui se traduit par une grande déformation axiale, donc un module faible au début de l'effort, et une répartition de l'effort entre de nombreux filaments atténuant les concentrations de contraintes susceptibles de causer une rupture brutale ;

- les filaments des thermoliés, n'étant pas libres de s'orienter dans le sens des efforts de traction, peuvent se rompre prématurément en cisaillement et être le siège de contraintes concentrées susceptibles de causer la propagation brutale de la rupture.

La déformation latérale d'un aiguilleté se produit dans la première phase de l'essai du fait de la mobilité de ses filaments et elle est supérieure en valeur absolue à celle d'un thermolié (fig. E16). La variation de surface des éprouvettes ($\epsilon_1 + \epsilon_2$) sera discutée plus loin.

$\dot{\epsilon}_1$	BD		SD		LT		SM	
	T_r (kN/m)	ϵ_r (%)	T_r (kN/m)	ϵ_r (%)	T_r (kN/m)	ϵ_r (%)	T_r (kN/m)	ϵ_r (%)
0,125	30,6	64	23	114	12,4	40	10,2	155
0,50	31,7	68	23,5	109	12,0	37	10,0	159
1,00	30,5	66	23,8	102	12,6	40	10,5	151

Tableau E4 : Influence de la vitesse de traction

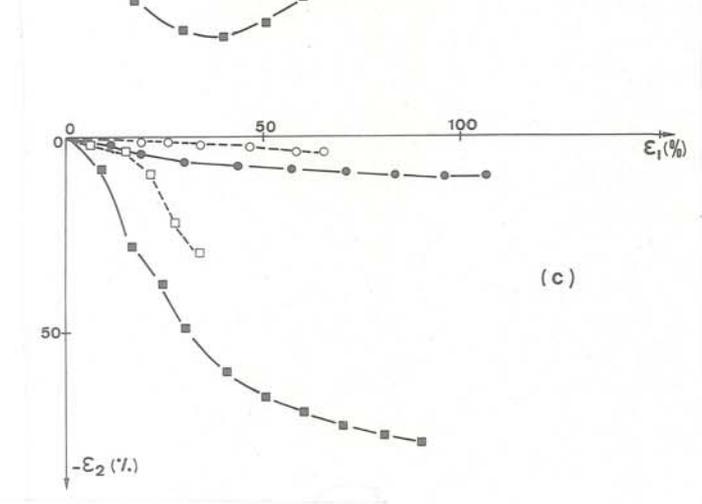
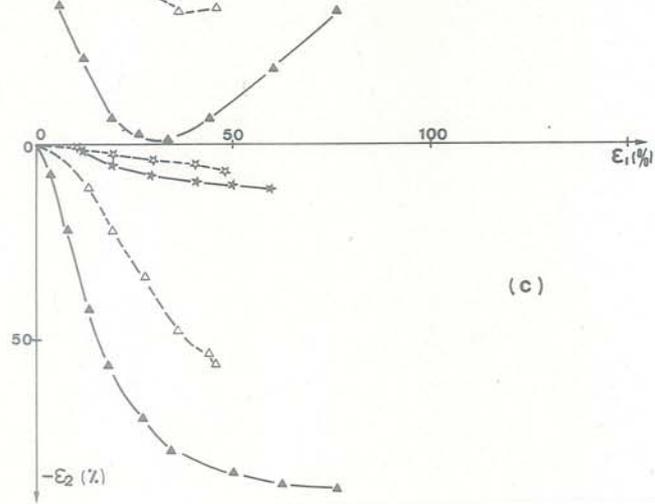
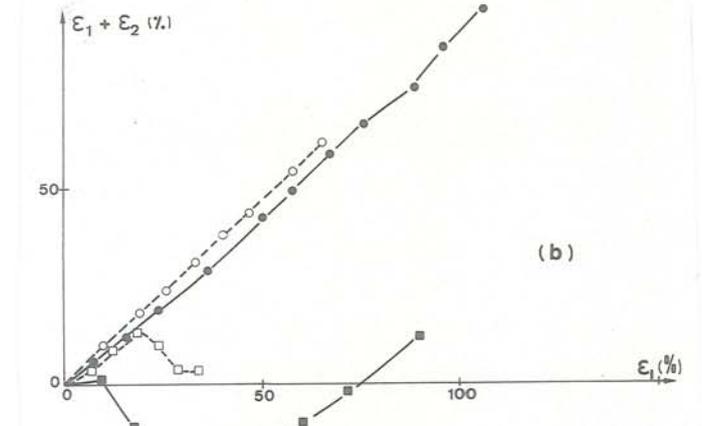
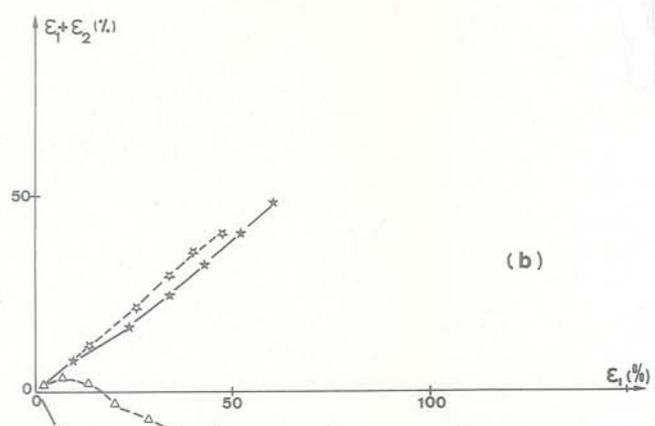
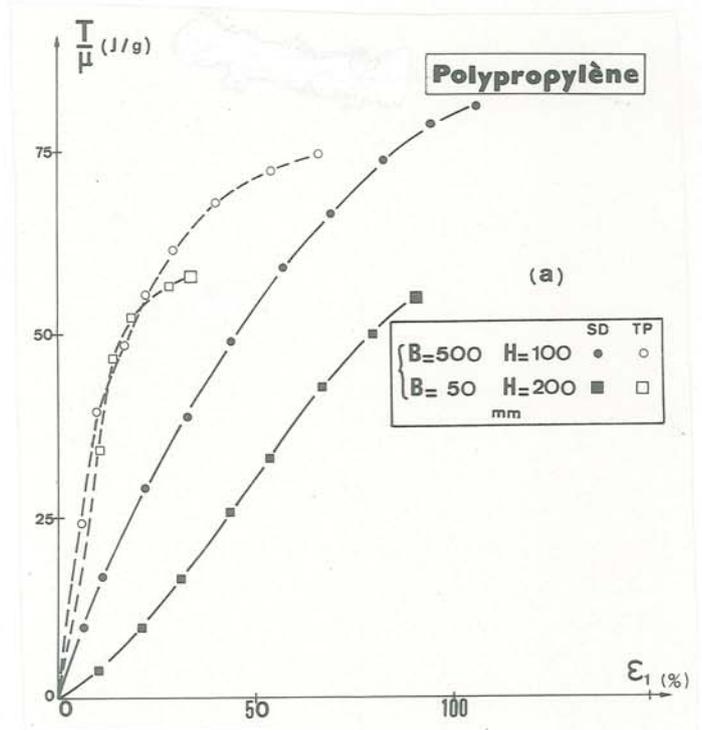
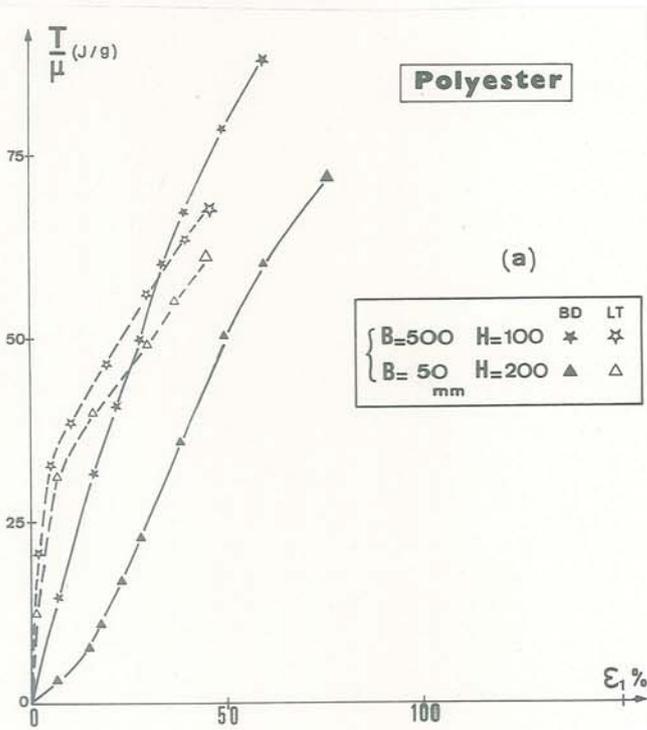


Fig. E16 : Effort de traction par unité de masse surfacique (T/μ)
 Variation de surface ($\epsilon_1 + \epsilon_2$)
 Déformation transversale ϵ_2
 en fonction de l'élongation ϵ_1 , pour
 4 non-tissés

1.2.4 : Influence de la continuité des filaments :

Les essais sur un aiguilleté de fibres courtes, SM (fig. E19), montrent que :

* sa ténacité T_r/μ à la rupture est de l'ordre du tiers de celle des aiguilletés à filaments continus ;

* sa déformation axiale à la rupture est supérieure à celle des fibres qui le constituent. On peut penser que les fibres courtes glissent les unes par rapport aux autres au cours de la traction, d'où la faible ténacité et la grande déformation.

1.2.5 : Influence des dimensions de l'éprouvette :

Les courbes de la fig. E18 sont relatives à des éprouvettes ayant un même rapport des côtés, $B/H = 1$, et des dimensions (B et H) différentes. Pour un géotextile donné, ces courbes sont identiques sauf à la rupture qui se produit pour des déformations décroissantes lorsque la surface (BH) de l'éprouvette croît. Nous avons obtenu des résultats identiques pour les autres valeurs de B/H considérées.

Ainsi la valeur de rupture T_r est sensible à l'échelle de l'échantillon, le risque de rupture prématurée augmentant avec la surface de l'éprouvette. Par contre le module de déformation reste inchangé.

1.2.6 : Influence du rapport des côtés de l'éprouvette :

D'après les fig. E16 et E18 et de nombreuses courbes analogues non reproduites, on peut dire, pour les non-tissés à filaments continus, que :

* lorsque B/H augmente, la ténacité T_r/μ (à la rupture) du géotextile augmente et sa déformation axiale à la rupture ϵ_r diminue, ces deux effets étant beaucoup plus marqués pour les aiguilletés que pour les thermoliés ;

* le module initial des aiguilletés augmente lorsque B/H augmente alors que celui des thermoliés varie peu. La fig. E19 montre que le comportement en traction du non-tissé à fibres courtes (SM) dépend très peu de B/H.

Lors des essais, on constate que le mode de rupture est très influencé par le rapport B/H. Pour les petites valeurs de B/H (0,25, par exemple, essai de traction traditionnel) la rupture a lieu près des mors, tandis que pour les grandes valeurs de B/H (5, par exemple, valeur retenue par le Comité Français des Géotextiles)-(14)- on observe fréquemment une rupture se propageant en travers de la partie centrale de l'échantillon, suivant une ligne légèrement inclinée. On peut donc en conclure que les éprouvettes avec grand B/H permettent des essais plus significatifs (fig. E17).

Le rétrécissement de l'éprouvette ϵ_2 , en partie médiane (nous nous interdisons le terme "striction" qui correspond au phénomène bien particulier de grandes déformations très localisées, juste avant la rupture) est nettement plus faible pour les grandes valeurs de B/H (5 par exemple) que pour les petites valeurs (0,25 par exemple) : les deux types d'essais de traction simple (fig. E16) ne présentent donc pas la même signification.

B/H = 5 essai proche d'un essai de traction en déformation plane

B/H = 0,25 essai proche d'un essai de traction pure

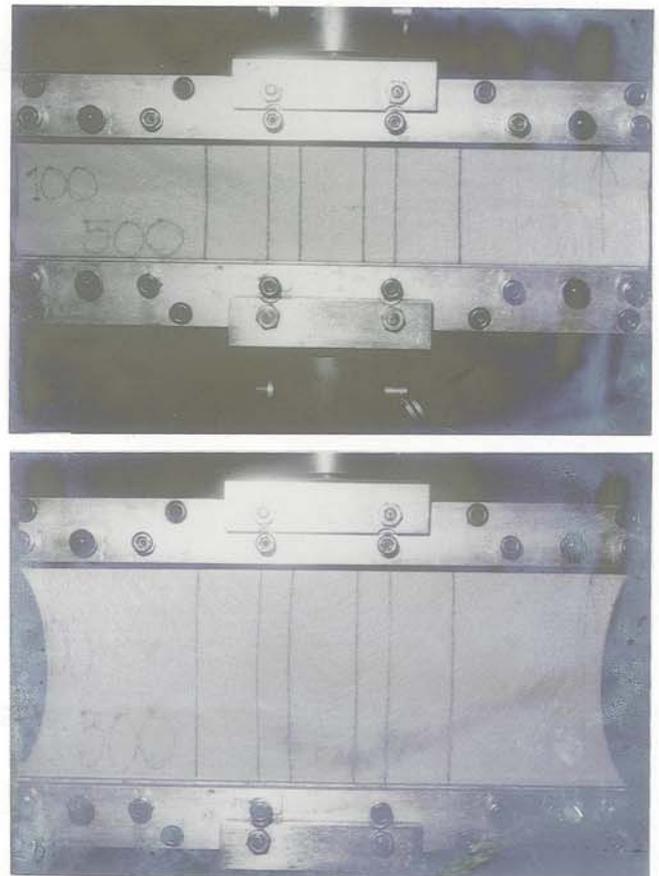
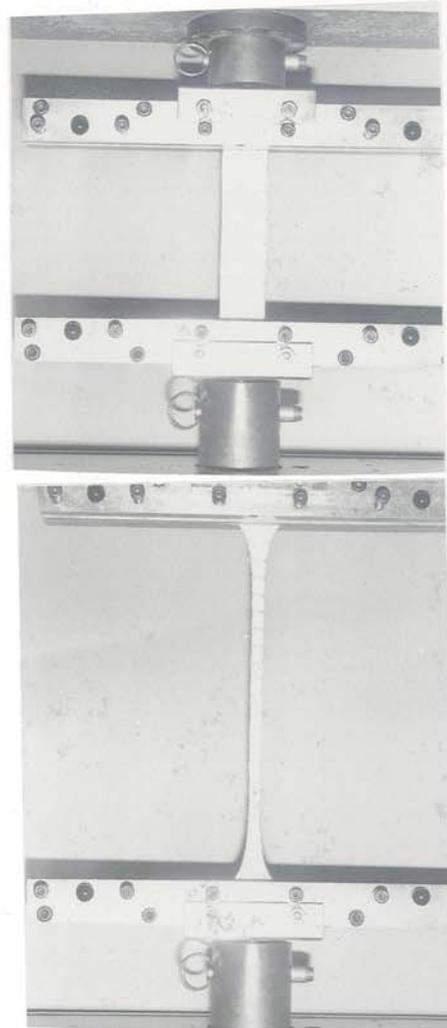


Fig. E17 : Essai de traction normalisé (H=200mm, B=50mm) et "bande large" (H=100mm, B=500mm) début et fin d'essai (non-tissé aiguilleté-filaments continus)

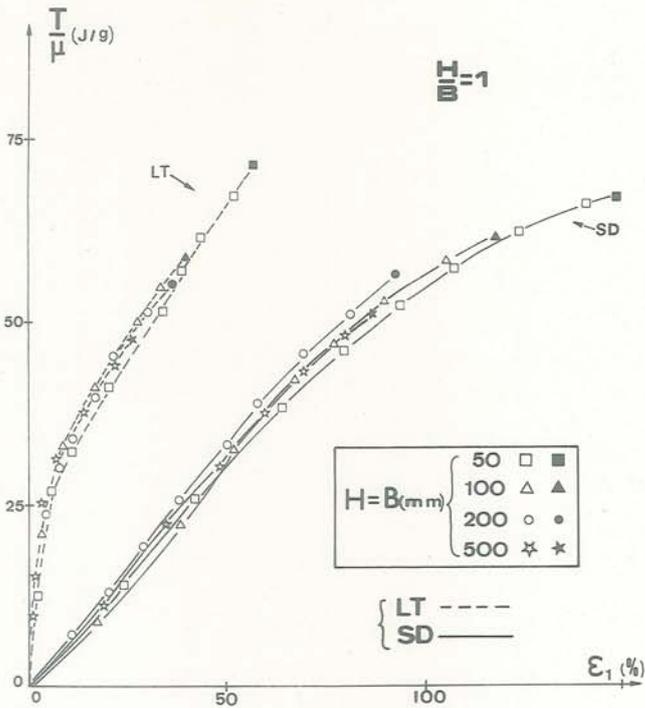


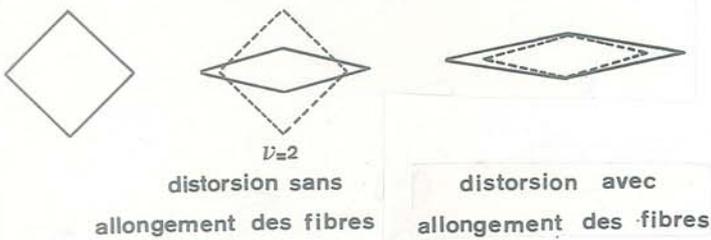
Fig. E18 : Effet d'échelle et comportement en traction

En mécanique des milieux continus, pour un matériau élastique, en traction pure, on obtient pour coefficient de Poisson :

$$\nu = (-\epsilon_2) / \epsilon_1 < 0,5$$

Nous obtenons pour les non-tissés aiguilletés et $B/H = 0,25$ des coefficients de Poisson atteignant la valeur 2. Hearle et al -(21)- a obtenu des valeurs équivalentes pour des non-tissés liés chimiquement. Même si on peut invoquer une anisotropie du matériau (ϵ_3 non mesuré, suivant l'épaisseur du textile), la raison principale en est la structure discrète du matériau fibreux.

L'exemple ci-dessous est significatif :



Hearle et al -(23)- Leflaive et al -(31)- ont insisté sur l'intérêt de la mesure des variations de surface ($\epsilon_1 + \epsilon_2$).

Lors d'un essai de traction, il y a conflit entre deux tendances, augmentation de surface due à l'allongement des fibres et diminution due aux distorsions de la structure.

C'est en ce sens que l'association des deux types d'essais (essai standard sur bande étroite et essai "bande large" (fig. E16) est intéressante si l'on souhaite comprendre le comportement d'un type de géotextile :

L'essai "bande large" limite les distorsions, qui sont au contraire très fortes dans le cas de l'essai standard. L'écart des deux résultats caractérisera la liberté de réorientation des fibres. Cette liberté de réorientation dépendra elle-même de plusieurs paramètres de structure.

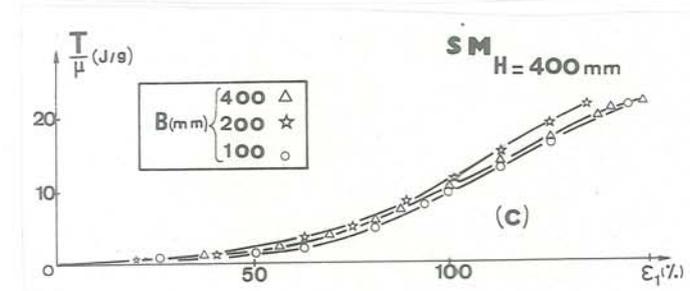
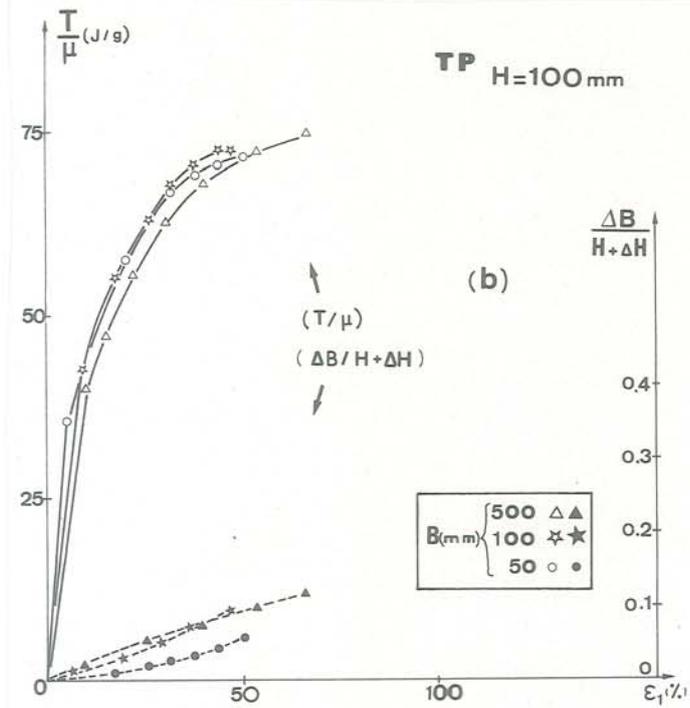
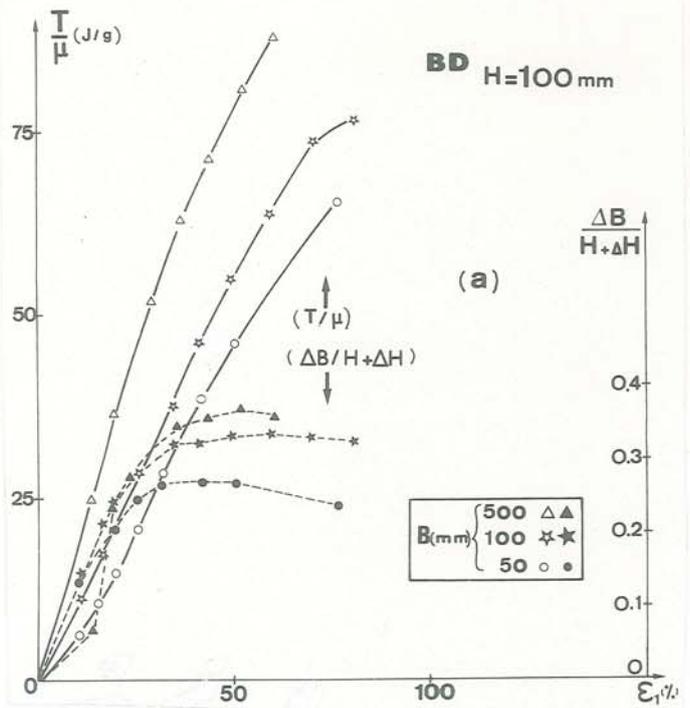


Fig. E19 : Variation du comportement en traction en fonction de la largeur B de l'éprouvette

* la rigidité des liaisons entre fibres : les fibres peuvent-elles pivoter autour des points de liaison, ou même glisser en ces points de contact.

* la compressibilité de la structure suivant la direction (2) perpendiculaire au sens de traction : le rétrécissement latéral impose, pour une fibre perpendiculaire à la direction de traction, une contraction qui ne peut être obtenue que par flambement (augmentation de l'embuage).

Cette analyse permet de penser que l'écart des variations de surface obtenu entre l'essai "bande large" et l'essai "bande étroite" pourrait être corrélé à la mesure de souplesse (Leclercq -(29)-) ou du "drapé", expériences où le géotextile, soumis à une flexion, subit des compressions de fibres. D'une manière qualitative, nous noterons qu'effectivement les thermoliés, qui présentent l'aptitude la plus faible à la compression, sont ceux qui présentent le plus fort module initial E_F (réf. I.1.3).

$$LT \quad E_F = 486 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$$

$$TP \quad E_F = 301 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$$

$$BD \quad E_F = 1,5 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$$

$$SD \quad E_F = 0,32 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$$

1.2.7 : Essais de traction sur tissés :

Shrestha et al -(55)- de même que Leflaive et al -(31)- présentent des résultats de traction sur tissés mis en tension suivant le sens machine : dans les deux cas, on retrouve la même tendance, l'effort à la rupture T_r tend à croître avec l'augmentation de la largeur B de l'éprouvette, et la déformation à la rupture ϵ_r aussi.

Les résultats de la fig. E20 sont en accord avec les résultats précédents. Aucune explication définitive ne peut être avancée pour l'expliquer.

Seules les fibres transversales peuvent justifier cette rupture prématurée. Pour une bande large ou étroite, la fibre transversale de longueur différente est peut être sollicitée différemment, ce qui expliquerait l'écart.

Leaf -(28)- propose une modélisation du comportement des tissés, qui pourrait servir de base à une étude mécanique sur ce thème.

De plus nous constaterons que tous ces résultats ont été obtenus pour des tissés polypropylène. Or la fibre polypropylène présente un pseudo-palier (fig. E15) en traction, et les ruptures de tissés sont obtenues pour des valeurs de déformation ϵ_1 proches de la déformation correspondant au pseudo-palier, et donc bien inférieures à la valeur de déformation à la rupture de la fibre.

Pour évaluer l'influence de la modification du comportement mécanique du polypropylène au voisinage du pseudo-palier, il serait intéressant d'effectuer des essais sur tissé polyester, afin de dissocier le rôle des fibres transversales et le rôle de la modification structurale des fibres.

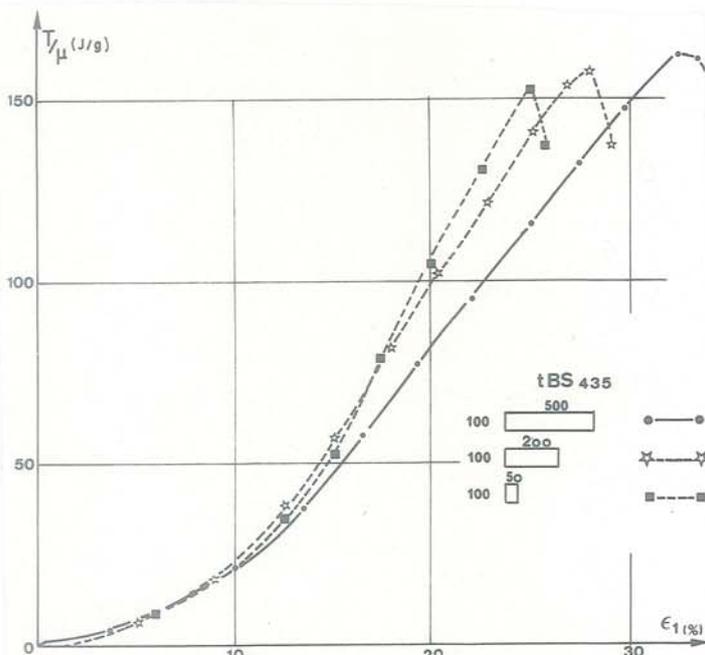


Fig. E20 : Essais de traction sur tissé multifilaments polypropylène. Influence de la largeur B de l'éprouvette

E.II.2 - ETUDE THEORIQUE :

Nous avons adopté le mécanisme proposé par Giroud (6) pour évaluer le comportement d'un géotextile sollicité en traction simple et nous l'avons appliqué à l'étude expérimentale présentée ci-dessus. Cette méthode est à rapprocher des travaux de Peterson repris par Hearle (21) - (22).

II.2.1 : Présentation de l'étude :

Cette étude conduit à une relation entre le comportement en traction d'un géotextile non-tissé et celui de ses filaments. Les hypothèses suivantes sont faites :

- * le géotextile est homogène, c'est-à-dire statistiquement identique en tout point ;
- * la masse linéique et l'orientation des filaments sont distribuées de façon quelconque (l'étude s'applique aux non-tissés anisotropes ou isotropes et, à la limite, aux tissés qui sont un cas extrême d'anisotropie) ;
- * les filaments sont continus (l'étude ne s'applique pas aux géotextiles faits de fibres courtes) ;
- * les filaments sont rectilignes (cette hypothèse n'est généralement pas vérifiée, d'où un écart entre résultats théoriques et expérimentaux).

II.2.2 : Arrangement des filaments :

2.2.1 : Distribution des filaments selon l'orientation :

Soit un échantillon de géotextile circulaire (surface A), de masse surfacique μ , divisé en n doubles secteurs égaux d'angle au centre π/n .

Soit Δm_i la masse de fibre incluse dans le secteur (i) :

masse de fibre, d'orientation i, : $\Delta \mu_i = \Delta m_i / A$ par unité de surface

$$\sum_{i=1}^n \Delta \mu_i = \frac{n}{A} \sum_{i=1}^n \Delta m_i = \mu$$

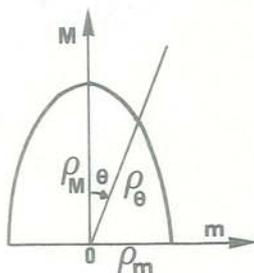
Il est intéressant d'utiliser une représentation polaire de la répartition angulaire des masses telle que l'aire intérieure pour le secteur (i) considéré, soit proportionnelle à la masse du double secteur correspondant, de la nappé :

$$\frac{\pi}{n} \cdot \frac{\rho_i^2}{2} = \frac{\Delta m_i}{A} \quad \text{avec} \quad \sum_{i=1}^n \frac{\pi}{n} \cdot \frac{\rho_i^2}{2} = \mu$$

{12} soit $\rho_i = \sqrt{\frac{2n \cdot \Delta m_i}{\pi \cdot A}}$

Dans le cas d'un non-tissé isotrope, la courbe de répartition est un demi-cercle de rayon :

{12'} $\rho = \sqrt{\frac{2\mu}{\pi}}$



Dans le cas le plus simple d'anisotropie (anisotropie continue) pour un non-tissé :

{12''} $\rho_\theta = \sqrt{\frac{2\mu}{\pi} \cdot \frac{a}{\cos^2\theta + a^2 \cdot \sin^2\theta}}$

pour une direction faisant l'angle θ avec la direction principale majeure M.

$$\rho_m = \sqrt{\frac{2\mu}{\pi a}} \quad \rho_M = \sqrt{\frac{2a\mu}{\pi}}$$

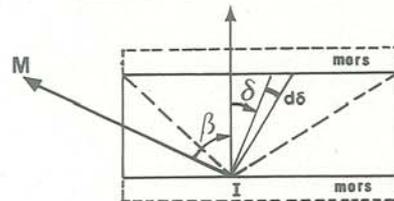
$a = \frac{\rho_M}{\rho_m}$ coefficient d'anisotropie

Pour un tissé toile, la courbe de répartition se limitera aux deux branches ρ_M et ρ_m (anisotropie discontinue).

2.2.2. : Filaments sollicités dans l'essai de traction simple :

Aucune résistance des liaisons interfibres n'étant prise en compte, les seuls filaments sollicités en traction sont ceux reliant les deux mors de l'éprouvette en traction.

Pour un point I quelconque du mors inférieur, on considère l'ensemble des filaments rectilignes intersectant le mors supérieur :



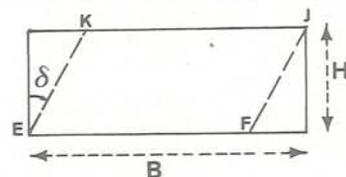
soit β l'angle de la direction majeure d'anisotropie avec la direction de traction (anisotropie continue).

La masse de filaments par unité de surface appartenant à l'angle $d\delta$ est égale à :

$$d\mu_\theta = \beta + \delta = d\mu_{\beta\delta} = d\delta \cdot \frac{\rho_{\beta\delta}^2}{2}$$

avec $\rho_{\beta\delta}$ obtenu par {12''} avec $\theta = \delta + \beta$

Les filaments reliant les deux mors, et d'angle $\theta = \beta + \delta$ par rapport à la direction principale majeure d'anisotropie, sont ceux appartenant à la surface EFJK.



Donc la masse totale de filaments d'inclinaison δ par rapport à la direction de traction et reliant les deux mors est égale à :

$$d\mu_{\delta\beta} \cdot (B-H \operatorname{tg}\delta) \cdot H$$

Nous traduirons ce résultat en masse linéique (masse par unité de longueur de filament) : $d\lambda_{\delta\beta}$.
la longueur des filaments rectilignes, d'inclinaison δ et rejoignant les deux mors, est égale à : $(H/\cos \delta)$

$$\{13\} d\lambda_{\delta\beta} = d\mu_{\delta\beta} \cdot (B-H \operatorname{tg}\delta) \cdot \cos \delta$$

2.2.3 : Calcul de la résistance à la traction :

Soit $\Delta H = \epsilon_1 \cdot H$ le déplacement des mors de traction, l'un par rapport à l'autre.

La déformation correspondante d'un filament reliant les deux mors, et incliné de δ par rapport à la direction de traction, est égale à :

$$\epsilon_{\delta}^f = \frac{L - L_0}{L_0} \text{ avec}$$

$$L_0 = \frac{H}{\cos \delta} \quad L = H\sqrt{(1 + \epsilon_1)^2 + \operatorname{tg}^2 \delta}$$

$$\{14\} \epsilon_{\delta}^f = \sqrt{1 + \epsilon_1 \cdot \cos^2 \delta (2 + \epsilon_1)} - 1$$

\{14'\} En petites déformations, on écrira :

$$\epsilon_{\delta}^f \approx \epsilon_1 \cdot \cos^2 \delta$$

$$\text{Soit } \left(\frac{F}{\lambda}\right)_{\epsilon_{\delta}^f} = \left(\frac{F}{\lambda}\right)_{\delta\epsilon_1} \text{ la force de traction par unité de masse linéique de fibre, correspondant à la déformation du filament } \epsilon_{\delta}^f \text{ (diagramme type fig. E15).}$$

La force de traction reprise par l'ensemble des filaments d'inclinaison comprise entre δ et $(\delta + d\delta)$ est elle-même inclinée à δ et égale à :

$$dR_{\delta\epsilon_1} = \left(\frac{F}{\lambda}\right)_{\delta\epsilon_1} \cdot d\lambda_{\delta\beta}$$

La projection de cette force, suivant la direction de traction, est égale à :

$$dR_{\delta\epsilon_1} \cdot \cos \delta$$

La force de traction résultante par unité de largeur T_{ϵ_1} est égale à :

$$\{15\} T_{\epsilon_1} = \frac{R_{\epsilon_1}}{B} = \int_{-\operatorname{arc} \operatorname{tg} B/H}^{+\operatorname{arc} \operatorname{tg} B/H} \left(\frac{F}{\lambda}\right)_{\delta\epsilon_1} \cdot \frac{\rho_{\beta\delta}}{2} \cdot \cos^2 \delta \cdot (1 + H/B \cdot \operatorname{tg} \delta) \cdot d\delta$$

2.2.4 : Applications :

2.2.4-a : Détermination théorique de la relation $T_{\mu} = f(\epsilon_1)$:

Dans le cas des éprouvettes polyester et polypropylène d'élanement $H/B = 0,2$ et 4 (fig. E16), nous avons procédé à une intégration numérique de la formule {15}, en supposant le géotextile isotrope : ρ est donné par {12'}.

Nous avons considéré l'approximation {14'} pour les déformations des fibres.

Les résultats numériques (fig. E21 et E22), dont on pourrait améliorer la précision, sont comparés aux résultats expérimentaux :

* Pour une éprouvette de faible élanement ($H/B = 0,2$), les résultats théoriques sont proches des résultats obtenus expérimentalement sur les thermoliés et restent voisins de ceux obtenus sur les aiguilletés.

On constatera cependant que les valeurs de rupture sont systématiquement surestimées : la rupture intervient théoriquement lorsque les premiers filaments cassent, c'est-à-dire les filaments axiaux ($\delta = 0 : \epsilon_{\delta}^f = \epsilon_1$). On devrait donc obtenir $\epsilon_{1r} > 150\%$ pour le polypropylène et $\epsilon_{1r} > 70\%$ pour le polyester. Les ruptures expérimentales sont obtenues pour des déformations beaucoup plus faibles.

D'autre part la rigidité de l'éprouvette en petites déformations est expérimentalement plus faible que théoriquement. Ce qui pourrait être partiellement justifié par la non-prise en compte de la courbure des filaments C , rapport de la longueur réelle du filament à la longueur projetée suivant son axe.

L'expression de la déformation serait ainsi modifiée.

$$L_0 = C \cdot \frac{H}{\cos \delta}$$

$$\epsilon_{\delta}^f = \frac{1}{C} \cdot \sqrt{1 + \epsilon_1 \cdot \cos^2 \delta (2 + \epsilon_1)} - 1$$

* Pour une éprouvette de fort élanement ($H/B = 4$), les résultats théoriques sont nettement inférieurs aux résultats expérimentaux. Ceci ne peut théoriquement se justifier que par une mobilisation de la résistance de filaments d'inclinaison supérieure à l'inclinaison limite ; ce qui induit un travail des liaisons interfibrilles plus important lorsque l'élanement diminue.

2.2.4-b : Estimation théorique de l'élanement maximum admissible :

Giroud a procédé à l'intégration analytique de {15} dans le cas (I) de filaments à comportement linéaire sans palier et dans le cas (II) avec palier (suffisamment long).

* cas (I) :

La rupture intervient pour $\epsilon_1 = \epsilon_r^f$:

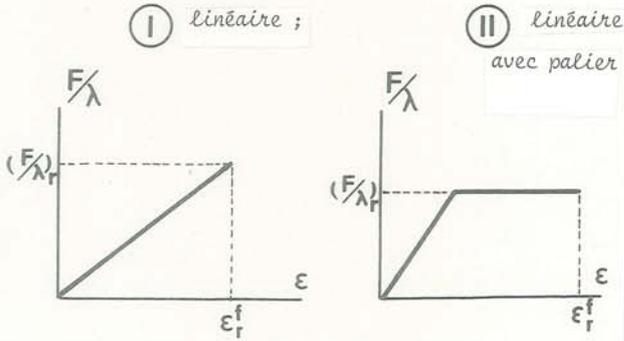
$$(F/\lambda)_{\delta} = (F/\lambda)_r \cdot \cos^2 \delta$$

Pour $a \geq 1$ et $\beta = 0$:

$$\{16\} T_r = T_{\epsilon_r} = \left\{ \frac{a}{\pi} \cdot \left(\frac{F}{\lambda}\right)_r \cdot \frac{1}{(a^2 - 1)^2} \right\} \cdot \{2a^3 \cdot \operatorname{arc} \operatorname{tg} \left(\frac{aB}{H}\right)\}$$

$$- (3a^2 - 1) \cdot \operatorname{arc} \operatorname{tg} B/H - \frac{a^2}{B/H} \cdot \operatorname{Log} \frac{(1 + (aB/H)^2)}{(1 + (B/H)^2)}$$

Courbes de traction de filaments :



* cas (II) :

Si la courbe $(F/\lambda) = f(\epsilon^f)$ présente un palier assez long, au moment de la rupture de l'éprouvette, tous les filaments travaillent à $(F/\lambda)_r$:

$$(F/\lambda)_0 = (F/\lambda)_\delta = (F/\lambda)_r$$

Pour un non-tissé isotrope ($a = 1$) :

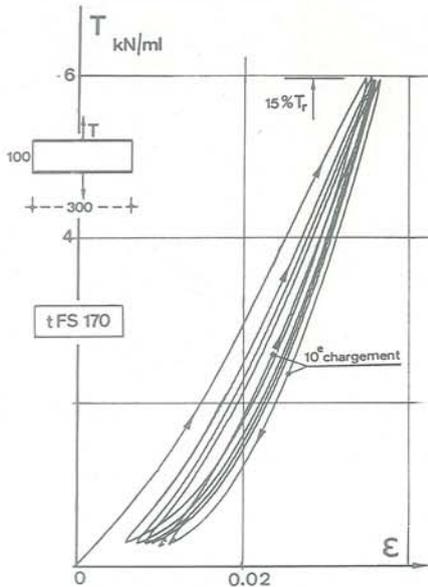
$$\{17\} T_r = T_{\epsilon_r} = \left(\frac{F}{\lambda}\right)_r \cdot \frac{\text{arc tg } B/H}{\pi}$$

Dans ce cas du matériau isotrope, remarquons que T_r atteint 90% de la valeur asymptotique finale pour $B/H = 4,3$ (cas I) et $B/H = 6,3$ (cas II). Ceci justifie la valeur B/H prise par le Comité Français des Géotextiles pour l'essai "bande large".

Sur les figures E23 et E24 nous avons comparé les valeurs théoriques aux valeurs expérimentales :

L'ensemble des résultats confirme les remarques faites précédemment pour $B/H = 0,25$ et 5 : les valeurs de rupture T_r sont inférieures aux valeurs théoriques pour B/H grand et généralement supérieures pour B/H petit. On constate cependant expérimentalement une même tendance à l'augmentation de T_r avec B/H .

Conclusion : Cette méthode est une première approche du comportement d'un textile en traction simple. Elle permet de dissocier l'influence de certains paramètres, tels que la nature de la fibre, le rapport des côtés de l'éprouvette. En tout état de cause, seule la mécanique des fibres peut permettre de résoudre un problème que la mécanique des milieux continus ne permet pas de traiter.



← Fig. E25 : Essai de fatigue sur géotextile tissé multifilaments.

E.II.3 - COMPORTEMENT D'UN NON-TISSÉ SOUS TRACTION CYCLIQUE :

Dans le cas d'une sollicitation cyclique de traction, la modification au cours des cycles tant des fibres que de leur structure entraîne une modification du module K de déformation plane d'un chargement au suivant. Or l'évaluation du module est nécessaire à tout calcul de renforcement par géotextile.

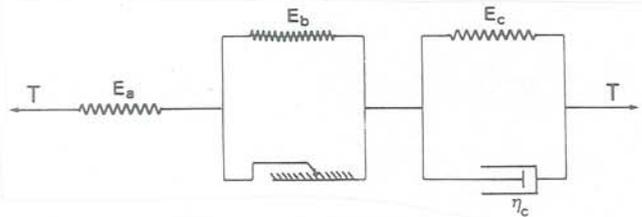
Dans le cas des géotextiles *tissés*, la variation de rigidité du matériau en fonction du nombre de cycles semble relativement faible, tant que l'effort de traction maximum imposé est nettement inférieur à l'effort de rupture. Nous avons effectué des essais de fatigue sur un tissé multifilaments polyester (utilisé comme renforcement au chapitre F) : fig. E25.

Par contre dans le cas des *non-tissés*, des paramètres complémentaires interviendront sur le comportement global : réorientation des fibres, travail des liaisons inter-fibres entraineront une modification de la structure au cours des cycles.

Afin de définir l'évolution de K au cours des cycles (K_j au $j^{\text{ème}}$ chargement et K'_j au $j^{\text{ème}}$ déchargement), nous avons adapté, à notre problème, le modèle rhéologique proposé pour les géotextiles non-tissés par Rigo-Perfetti (58, 47) et confirmé par leurs études expérimentales à l'Université de Liège.

Le modèle est constitué :

- d'un ressort (E_a) correspondant à l'élasticité remanente du matériau
- d'un ressort (E_b) associé à une crémaillère, qui bloque le retour élastique. Cet élément traduit l'arrangement initial irréversible du matériau.
- d'un ressort (E_c) associé à un dash-pot (viscosité η_c) qui rend compte de l'influence du temps sur le comportement du matériau.



Sollicitation du géotextile :

On exerce sur le matériau une traction sinusoïdale :

$$T = \frac{T_{\max}}{2} \cdot \left(1 - \cos \frac{2\pi t}{B}\right) \text{ de période } B$$

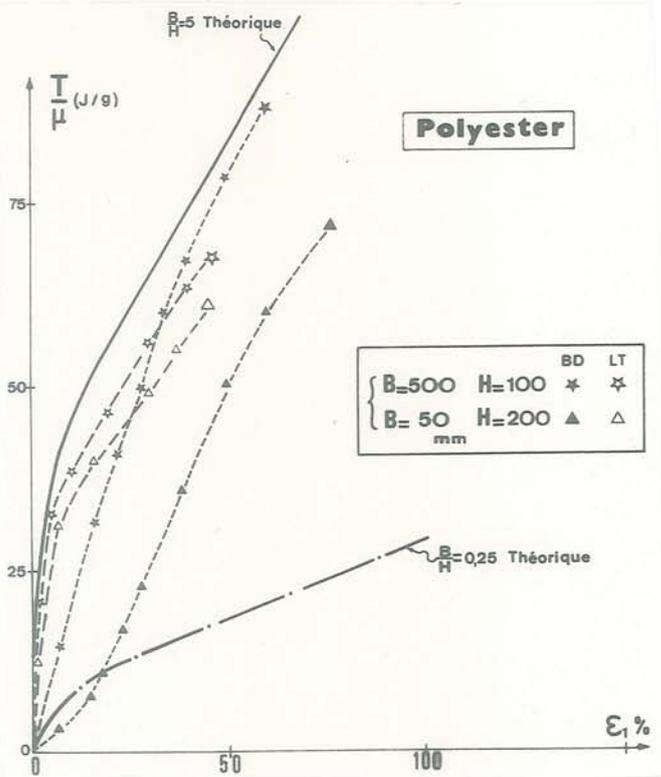


Fig. E21 : Diagrammes de traction théorique et expérimental pour deux élargissements (non-tissé, filaments polyester, supposé isotrope)

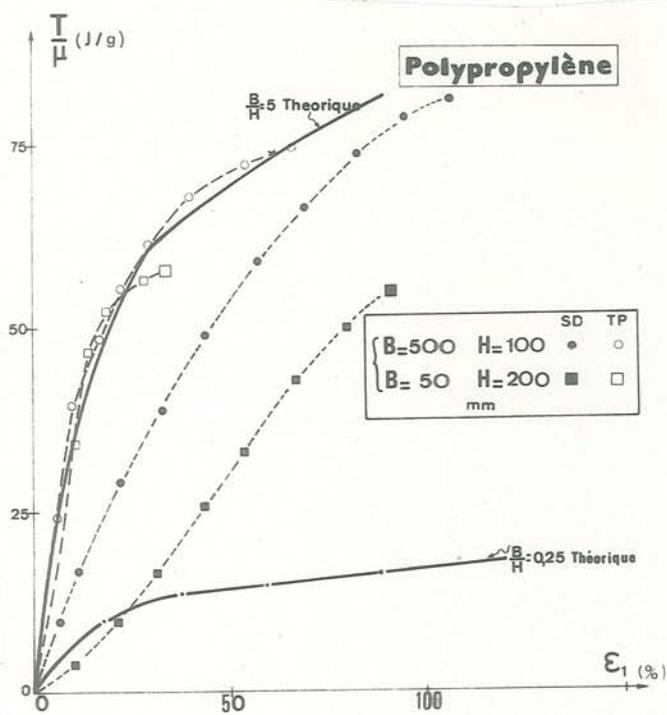


Fig. E22 : Diagrammes de traction théorique et expérimental pour deux élargissements (non-tissé, filaments polypropylène, supposé isotrope)

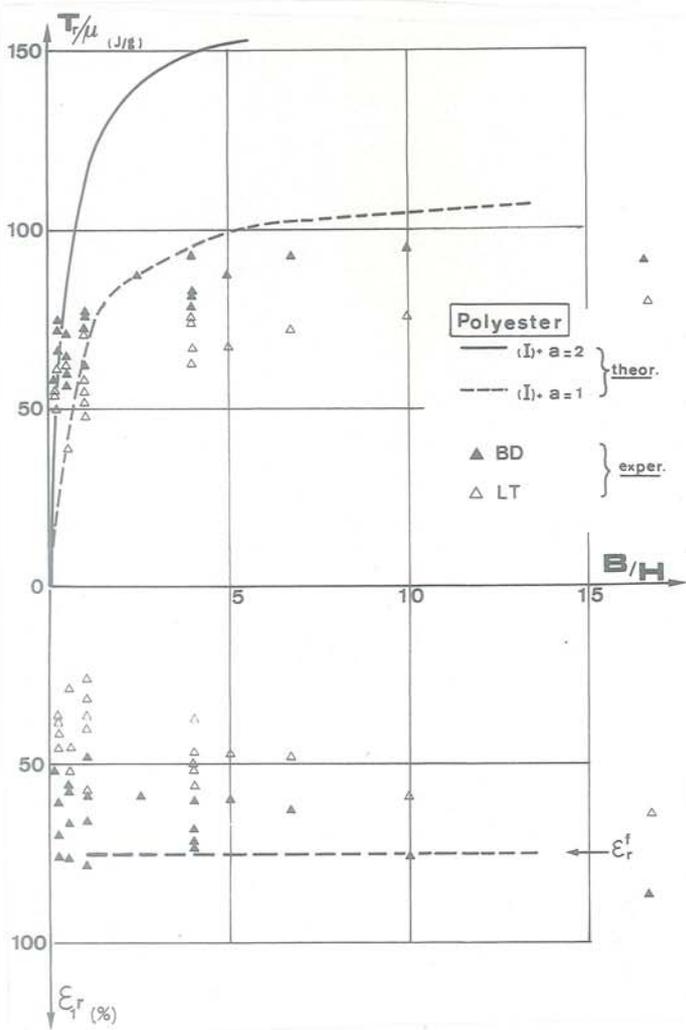


Fig. E23 : Effort de traction à la rupture théorique et expérimental en fonction du rapport des côtés de l'éprouvette (polyester)

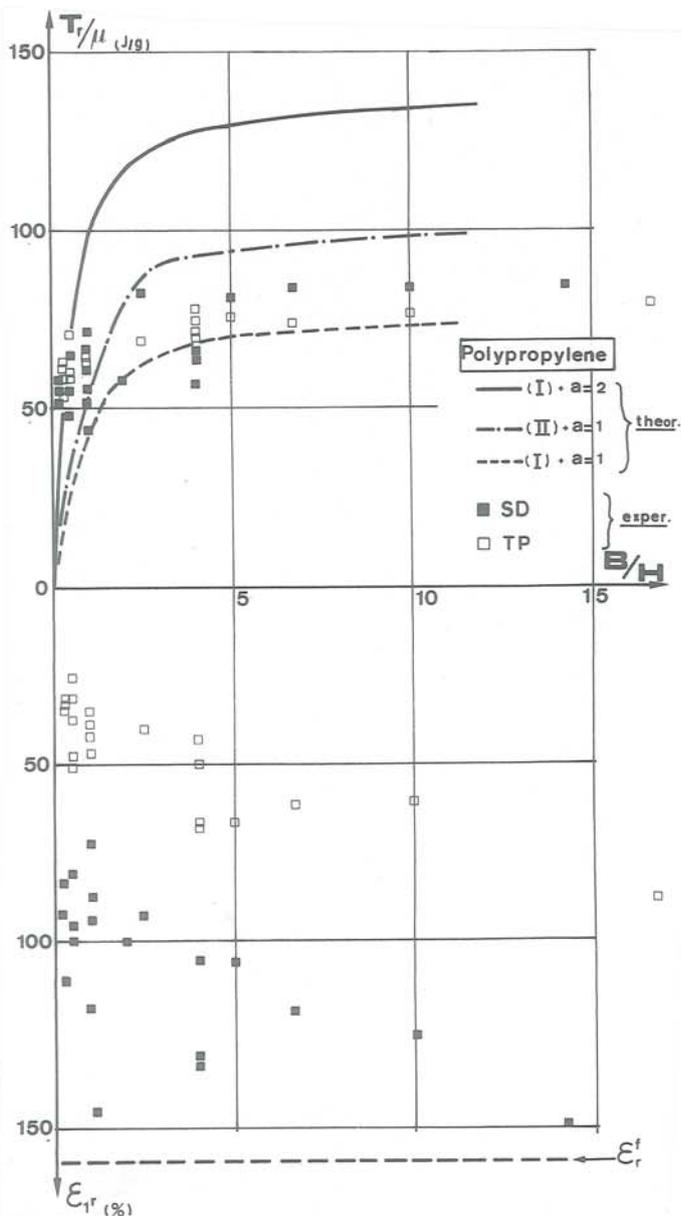


Fig. E24 : Effort de traction à la rupture théorique et expérimental en fonction du rapport des côtés de l'éprouvette (polypropylène)

Ce choix correspond au type de sollicitation considéré par Rigo, dont les essais nous ont permis d'obtenir les modules apparents K_j et K'_j .

Déformation due à (a)+(b)

$$0 < t < \beta/2 \quad \epsilon_{a+b} = T/E_a + T/E_b$$

$$t > \beta/2 \quad \epsilon_{a+b} = T/E_a + T_{max}/E_b$$

Déformation due à (c)

$$T = E_c \cdot \epsilon_c + \eta_c \cdot \frac{d\epsilon_c}{dt}$$

d'où :

$$\frac{T_{max}}{2\eta_c} \cdot (1 - \cos \frac{2\pi t}{\beta}) = \frac{d\epsilon_c}{dt} + \frac{E_c}{\eta_c} \cdot \epsilon_c$$

Cette équation est du type :

$$d\epsilon/dt + \theta \cdot \epsilon = \delta (1 + \sin \omega \tau)$$

avec : $\tau = t - \beta/4$

$$\theta = E_c/\eta_c$$

$$\delta = T_{max}/2\eta_c$$

La solution de ce type d'équation est de la forme :

$$\epsilon = \frac{\delta}{\theta} + \frac{\delta}{\theta^2 + \omega^2} (\theta \sin \omega \tau - \omega \cos \omega \tau) + C e^{-\theta \tau}$$

C est déterminée à l'aide de conditions aux limites :

$$t = 0 \quad \tau = -\beta/4 \quad \epsilon = 0$$

d'où :

$$C = \left(\frac{-\delta}{\theta} + \frac{\delta \theta}{\theta^2 + \omega^2} \right) e^{-\frac{\theta \beta}{4}}$$

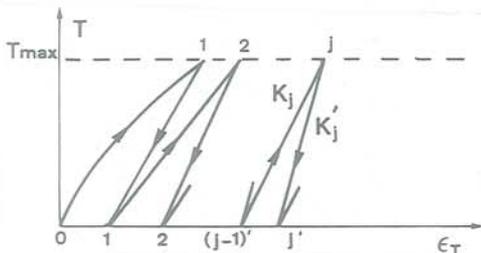
$$\epsilon_c = \frac{T_{max}}{2 E_c} + \frac{T_{max}/2}{(E_c)^2 + (\omega \eta_c)^2} (E_c \sin \omega(t - \beta/4) - \omega \eta_c \cos \omega(t - \beta/4))$$

$$+ \left(\frac{T_{max}/2 \cdot E_c}{(E_c)^2 + (\omega \eta_c)^2} - \frac{T_{max}/2}{E_c} \right) e^{-\frac{E_c t}{\eta_c}}$$

On a donc la déformation totale $\epsilon_T = \epsilon_{a+b} + \epsilon_c$

$$0 < t < \beta/2 \quad \epsilon_T = T/E_a + T/E_b + \epsilon_c$$

$$t > \beta/2 \quad \epsilon_T = T/E_a + T_{max}/E_b + \epsilon_c$$



$$\epsilon_T = \frac{T_{max}}{2 E_a} (1 - \cos \frac{2\pi t}{\beta}) + \frac{T_{max}}{E_b}$$

$$+ \frac{T_{max}}{2 E_c} \cdot (1 - \cos(\frac{2\pi t}{\beta}) \cdot \frac{E_c}{E_c + (\omega \eta_c)^2})$$

$$+ \frac{T_{max}}{2 E_c} \cdot e^{-\frac{E_c t}{\eta_c}} \cdot \left(\frac{E_c^2}{E_c^2 + (\omega \eta_c)^2} - 1 \right)$$

$$+ \frac{T_{max}/2}{E_c^2 + (\omega \eta_c)^2} \cdot (\omega \eta_c) \cdot \sin(\frac{2\pi t}{\beta})$$

Soit $t = t_j$ le temps correspondant à la fin du j^{ème} chargement,

et $t' = t'_j$ le temps correspondant à la fin du j^{ème} déchargement

on a :

$$t_j = (j - 1)\beta + \beta/2$$

$$t'_j = j \cdot \beta$$

Pour une éprouvette de longueur initiale L'_0 on obtient ainsi la longueur L_j au temps t_j et L'_j au temps t'_j .

On peut donc déterminer les modules apparents utilisés dans (H.V) dans le cas d'une sollicitation de traction variant sinusoïdalement.

$$\frac{T_{max}}{K_j} = \frac{\epsilon_T(t_j) - \epsilon_T(t'_{j-1})}{1 + \epsilon_T(t'_{j-1})}$$

$$\frac{T_{max}}{K'_j} = \frac{\epsilon_T(t_j) - \epsilon_T(t'_j)}{1 + \epsilon_T(t'_j)}$$

d'où pour K_j et K'_j :

$$K_j = \frac{1 + \frac{T_{max}}{E_b} + \frac{T_{max}}{2 E_c} \left(1 - e^{-\frac{E_c}{\eta_c} \cdot \beta} \cdot e^{-\frac{E_c}{\eta_c} \cdot \beta \cdot n} \right)}{\frac{1}{E_a} + \frac{1}{2 E_c} \cdot \left(e^{-\frac{E_c}{\eta_c} \cdot \beta} - e^{-\frac{E_c}{\eta_c} \cdot \frac{\beta}{2}} \right) \cdot e^{-\frac{E_c}{\eta_c} \cdot \beta \cdot n}}$$

{18}

$$K'_j = \frac{1 + \frac{T_{max}}{2} + \frac{T_{max}}{2 E_c} \left(1 - e^{-\frac{E_c}{\eta_c} \cdot \beta \cdot n} \right)}{\frac{1}{E_a} + \frac{1}{2 E_c} \left(1 - e^{-\frac{E_c}{\eta_c} \cdot \frac{\beta}{2}} \right) \cdot e^{-\frac{E_c}{\eta_c} \cdot \beta \cdot n}}$$

Des essais cycliques de traction simple sur échantillon large effectués à l'université de Liège sur le BD 150 ont permis d'obtenir pour : E_a , E_b , E_c et η_c avec $\beta = 1$ s :

T_{max}	E_a	E_b	E_c	η_c
6 kN/m	320	22	7	2 400 kN.s/m
4 kN/m	320	22	18	8 000 kN.s/m

On a donc pu déterminer les valeurs de K_j et K'_j en fonction de N . On remarque que la formulation K_j et K'_j fait intervenir la valeur de la tension T_{max} appliquée.

Le module apparent du géotextile, croît avec le nombre de cycles et en particulier le module du second chargement et très supérieur à celui du premier chargement dans le cas de non tissés.

T_{max}	$N=j$	1	2	10	100	1000	10 000
4	K_j	20.8	366	368	391	463	469
4	K'_j	391	391.2	393	411	465	469
6	K_j	20.8	402.3	403.6	414	454	460
6	K'_j	411	411	412	421	455	460

E.II.4 - AUTRES ETUDES SUR LA TRACTION DES GEOTEXTILES :

Nous n'avons pas abordé ici certains thèmes qui se développeront sans doute dans les années futures :

* influence de la contrainte de confinement (Mc Gown -(35)- (37)-) : il est montré que, principalement pour les non-tissés aiguilletés, la rigidité du textile augmente avec la pression de confinement due au sol entourant le textile. La raison pourrait être la mobilité moins grande des fibres en présence de grains de sol se plaçant entre ces fibres et l'augmentation de la résistance des liaisons interfibres (fig. E26)

* influence du temps : (fluage)

Ce problème, important pour les applications de renforcement de longue durée, n'a, jusqu'à présent, été que peu abordé par les chercheurs (Mc Keand et al -(38)- Mc Gown et al -(37)- Haliburton et al -(20)- Holtz et al -(25)-). On notera seulement que les géotextiles, sous tension constante, semblent vérifier la loi générale : $\epsilon_t = \epsilon_0 + b \cdot \log t$.

- ϵ_t déformation au temps t -

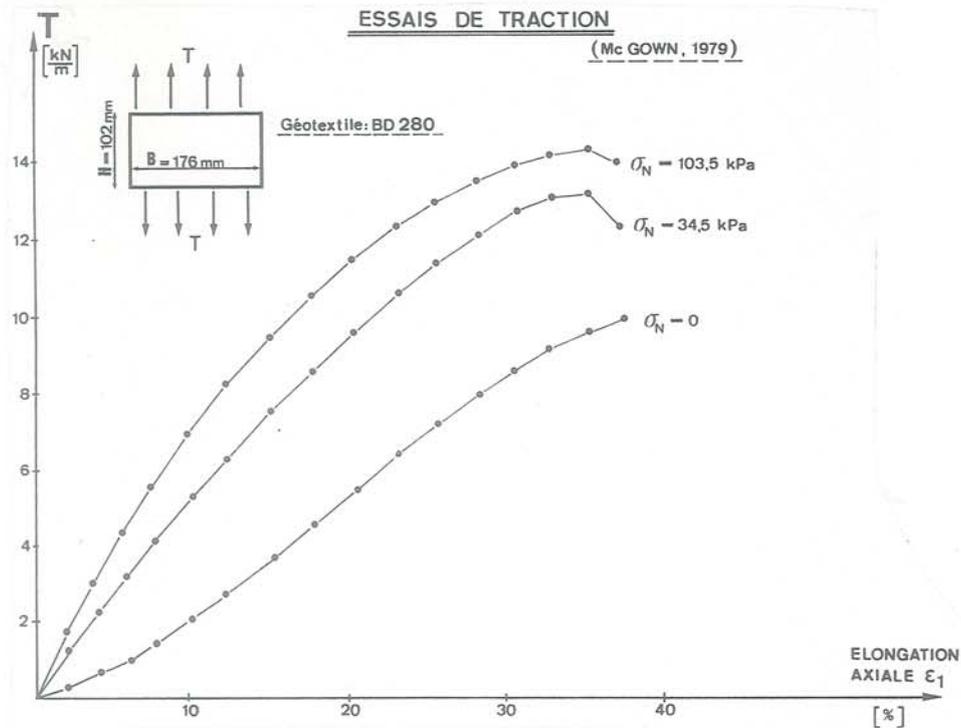


Fig. E26 : Modification du comportement en traction d'un non-tissé sous l'effet d'une contrainte de confinement (Mc Gown et al -(35)-)

E.III - LOI D'INTERACTION SOL-GEOTEXTILE

Nous avons vu en E.I.2 que le calcul d'un massif de sol renforcé par géotextile ne pouvait se limiter à un calcul d'équilibre limite, la condition de limitation des déformations de l'ouvrage étant souvent plus contraignante que la condition de charge limite. Pour être significatif, un calcul de sol renforcé par géotextile nécessitera donc au préalable la connaissance de la loi d'interaction sol-textile, cette loi permettant ensuite une détermination du champ de déformations.

E.III.1 - "TERRE ARMÉE" :

Les calculs "terre armée" sont généralement des calculs d'équilibre limite (comportement rigide-plastique), sans prise en compte des déplacements, et sur matériau pulvérulent. Les études ont donc porté essentiellement sur la détermination de l'angle ϕ_g de frottement de contact ou plus généralement du frottement relatif $f = \tan \phi_g / \tan \phi$, ϕ étant l'angle de frottement intrinsèque du sol au contact.

Schlosser et al -(51)- proposent une intéressante synthèse de ce problème. Du volume important des résultats existant dans la littérature, nous ne retiendront que les points suivants :

(Shen et al -(54)- Ingold et al -(26)- Schlosser et al -(52)-)

On distinguera deux types d'armatures, les armatures lisses et les armatures "haute adhérence" et deux types d'essai permettant l'obtention d'une valeur de ϕ_g :

* Les essais de frottement, qui s'effectuent dans une boîte de cisaillement (angle ϕ_g).

* Les essais d'ancrage ou d'extraction où l'on mesure la résistance à l'arrachement d'une armature confinée entre deux couches de sol. En fait les dispositions expérimentales d'un tel essai sont très variables (angle ϕ_g^a).

L'essai d'extraction est lui aussi effectué dans une boîte de cisaillement, donc le volume de sol adjacent est limité, et dans ce cas le confinement est exercé soit par une membrane sous pression, soit par un piston maintenu horizontal. Avec ce dernier procédé, la répartition des contraintes σ_N verticales, et normales à l'armature horizontale, n'est pas constante.

L'essai d'ancrage est effectué dans un massif de sol soumis à une pression normale uniforme.

Pour une armature lisse, on obtient systématiquement $\phi_g < \phi$ mais ϕ_g varie avec le type d'essai (fig. E27-a) : l'essai de frottement donne un résultat intermédiaire entre l'essai d'extraction dans une boîte de cisaillement et l'essai d'ancrage dans un massif de sol.

L'utilisation d'armatures rugueuses (fig. E27-b), "haute adhérence", associées à un sol très dense (donc dilatant) permet d'obtenir $\phi_g > \phi$. Le comportement à la rupture est aussi moins fragile (Schlosser et al) que pour des armatures lisses, dans les mêmes conditions de densité de sol.

Dans ce cas aussi la méthodologie d'essai entraîne une estimation différente de ϕ_g .

E.III.2 - ESSAIS DE FROTTEMENT ET D'EXTRACTION - IRIGM - :

Nous avons conçu (Delmas -(16)-) un appareillage basé sur le principe de Casagrande (fig. E28) permettant d'effectuer parallèlement des essais de frottement et d'extraction. L'essentiel des résultats a été publié (Collios -(12)- Delmas et al -(17)- Collios et al -(13)-) et nous ne rappellerons que les résultats essentiels.

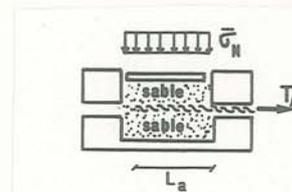
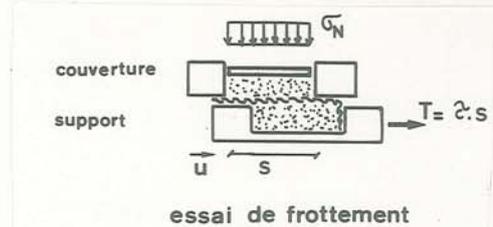


Fig. E28 : Principe de l'essai de frottement et d'extraction - IRIGM -

La boîte de cisaillement considérée a une longueur $L_b = 400$ mm suivant le sens du déplacement u , sur une largeur de 250 mm et peut contenir une épaisseur de 2×100 mm de sol. Elle permet ainsi de tester des sols à grosse granulométrie et de diminuer certains effets d'échelle.

Des essais de cisaillement comparatifs sur différents sols nous ont permis de mettre en évidence un effet d'échelle : ϕ mesuré est systématiquement supérieur avec le grand boîtier de cisaillement par rapport au boîtier standard 100×100 mm.

Nous avons utilisé divers sols, soit une argile à l'état saturé, donc purement cohérente, des milieux pulvérulents plus ou moins grossiers, un ballast, deux gravettes, roulée et concassée, et un sable à béton de granulométrie étalée.

Essai de frottement : le géotextile est soit lié au demi-boîtier inférieur, soit collé sur un support plan ("support adhérent"). C'est ce dernier type d'essai qui est recommandé par le CFG, la Rilem et l'ASTM. Les essais présentés par Myles -(41)- suivent cette méthodologie. Le demi-boîtier inférieur se déplace à la vitesse $\dot{u} = 0,1$ mm/s. La contrainte normale moyenne peut atteindre 300 kPa. (fig. E29)

Essai d'extraction : le géotextile est pincé dans un mors comprenant deux mors latéraux, et un mors central sur lequel on mesure, en isolation, l'effort de traction. On empêche l'amincissement transversal du géotextile grâce à deux rangées d'aiguilles passant au travers du textile et guidées latéralement au boîtier. (fig. E30).

A l'aide de fils inextensibles fixés sur le géotextile et sortant de l'arrière du boîtier, il a été possible de mesurer les déplacements différentiels de plusieurs points de la nappe (fig. E42).

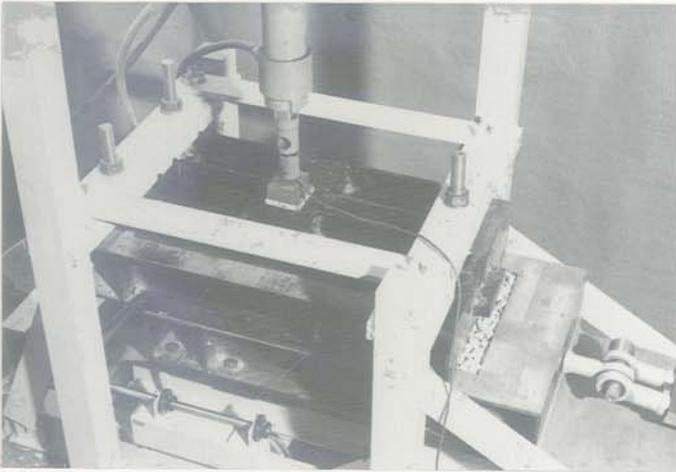


Fig. E29 : Essai de frottement - IRIGM -



Fig. E30 : Essai d'extraction - IRIGM -

E.III.3 - COMPORTEMENT EN ESSAI DE FROTTEMENT :

Le frottement relatif f dépend de la structure du géotextile et de sa compatibilité avec le sol adjacent.

III.3.1 : Etat de surface du géotextile :

A la différence des armatures métalliques, les géotextiles présentent un état de surface irrégulier, à l'échelle des grains. Les particules de sol seront susceptibles de s'inscrire entre les fibres, augmentant ainsi la valeur de f effective.

Un non-tissé (sur support adhérent) présentera un très bon frottement relatif vis-à-vis d'un sable (grains de dimension voisine de celle des pores) (fig. E36) :

$$f = \operatorname{tg} 32^\circ / \operatorname{tg} 39^\circ = 0,77 \quad (\text{BD 340 et TP 270})$$

Si la compatibilité est maximale, le géotextile peut jouer le rôle de liant entre les grains, ce qui se traduit à la boîte de cisaillement, où le plan de glissement est imposé, par une cohésion apparente.

On a ainsi obtenu un résultat de ce type pour une gravette concassée (5-20 mm) frottant sur une grille de maille $d_t = 28 \text{ mm}$: (fig. A3 et E31). Deux grilles de même armure ont été utilisées, mais gS 28 présente un module de traction plus faible et une souplesse plus grande que gR 28 (tableau E1) : On obtient une adhérence C_g (fig. E32 et E33).



Fig. E31 : Couplage des grains d'une gravette concassée avec le maillage d'un géotextile

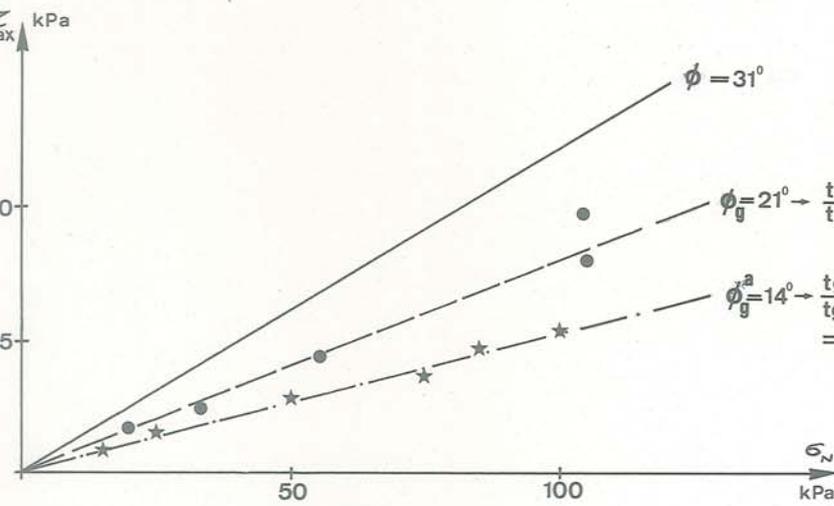


Fig. E34 : Déchirure du géotextile BD 340 lors d'un essai de frottement. Sol de couverture et sol support : Ballast. Contrainte normale : $\sigma_N = 50 \text{ kPa}$



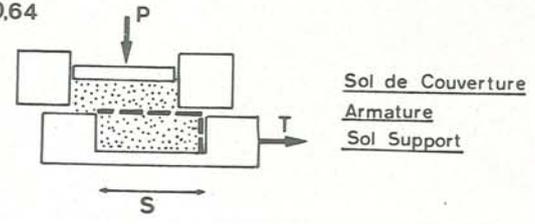
Fig. E35 : Déchirure du géotextile tX lors d'un essai de frottement (sens diagonal). Sol de couverture et sol support : Gravette Concassée. Contrainte normale : $\sigma_N = 75 \text{ kPa}$

ARMATURES METALLIQUES LISSES

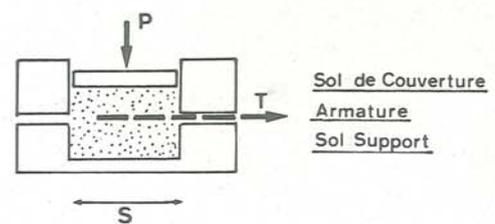


Sable
pour les deux cas : $\left[\begin{array}{l} \gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3 \\ \phi = 31^\circ \\ d_r = 90\% \\ \frac{D_{60}}{D_{10}} = 1.4 \end{array} \right]$

ESSAIS DE FROTTEMENT sous P = ct



ESSAIS D'EXTRACTION



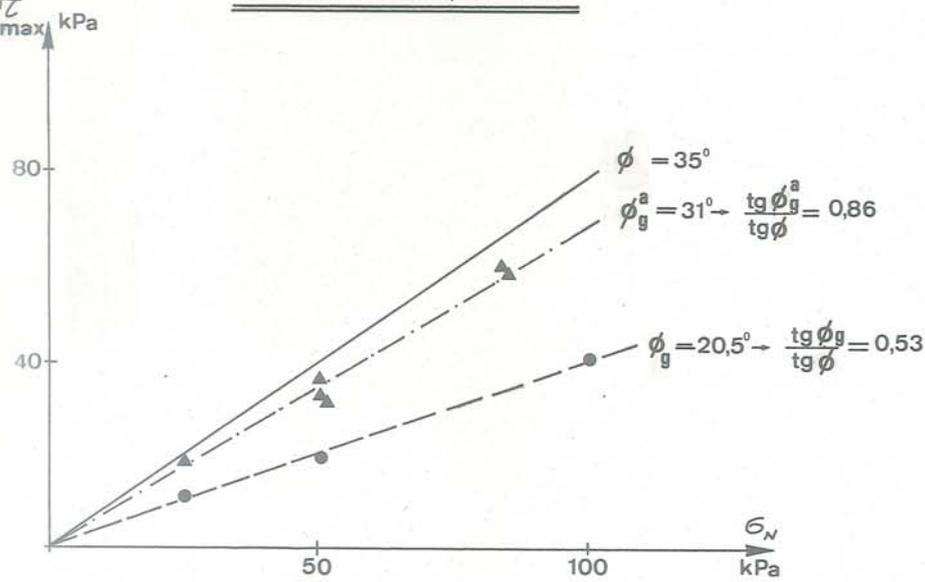
— Cisaillement Direct
● — essai de frottement
* — essai d'extraction

Armatures: Epaisseur: 0,1 mm
Longueur: 315 mm
Largeur: 25 mm

par : SHEN C.K
MITCHELL J.F.
DeNATALE J.S.
ROMSTAD K.M.
1979

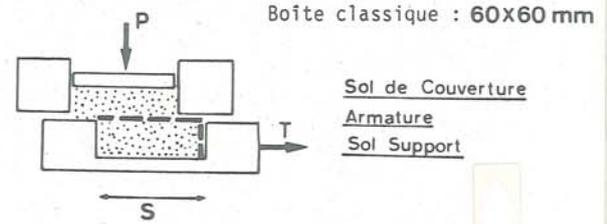
Dimensions du boîtier: non communiquées (CASSINELLI)

ARMATURES METALLIQUES LISSES

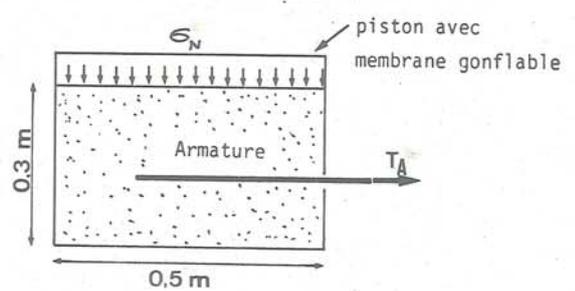


Sable dense
pour les deux cas : $\left[\begin{array}{l} \gamma_d = 18.7 \text{ kN m}^3 \\ \phi = 35 \\ d_r = 90\% \\ \frac{D_{60}}{D_{10}} = 2.8 \end{array} \right]$

ESSAIS DE FROTTEMENT sous P = ct



ESSAIS D'ANCRAGE



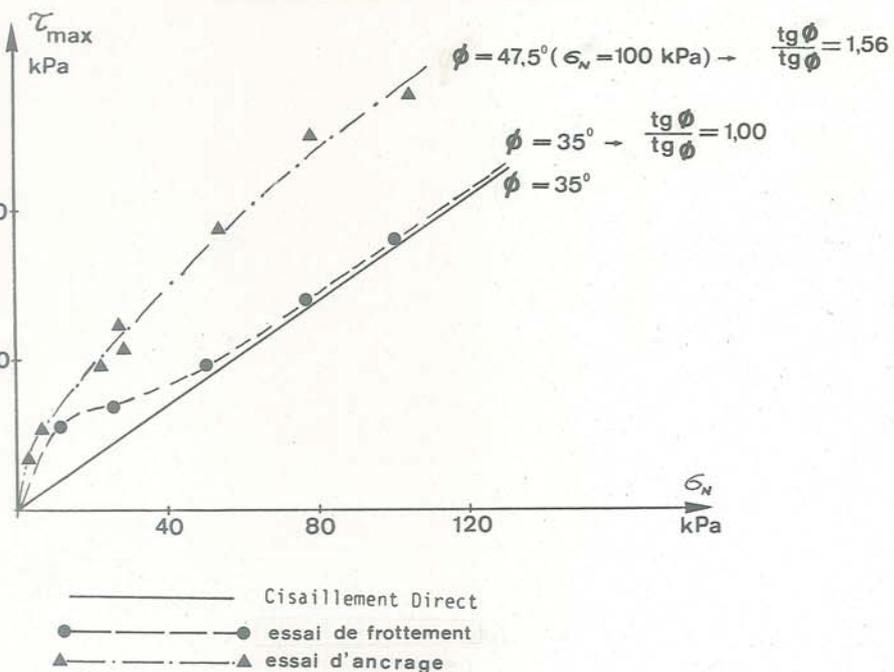
— Cisaillement Direct
● — essai de frottement
▲ — essai d'ancrage

Armatures: Epaisseur: 0,8 mm
Longueur: 460 à 500 mm
Largeur: 280 mm

par : INGOLD T.S.
TEMPLEMAN J.E.
1979

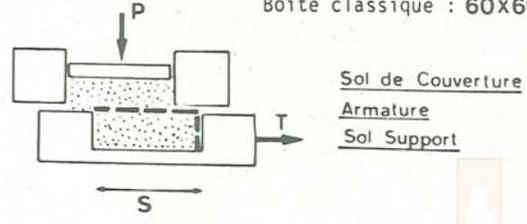
Fig. E27-a : Détermination de ϕ_g pour des armatures métalliques lisses

ARMATURES METALLIQUES RUGUEUSES (H.A.)

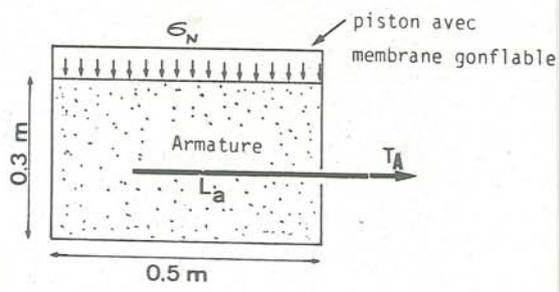


Sable dense pour les deux cas : $\gamma_d = 18.7 \text{ kN/m}^3$
 $\phi = 35$
 $d_r = 90\%$
 $\frac{D_{60}}{D_{10}} = 2.8$

ESSAIS DE FROTTEMENT sous $P = ct$
 Boîte classique : 60x60 mm



ESSAIS D'ANCRAGE

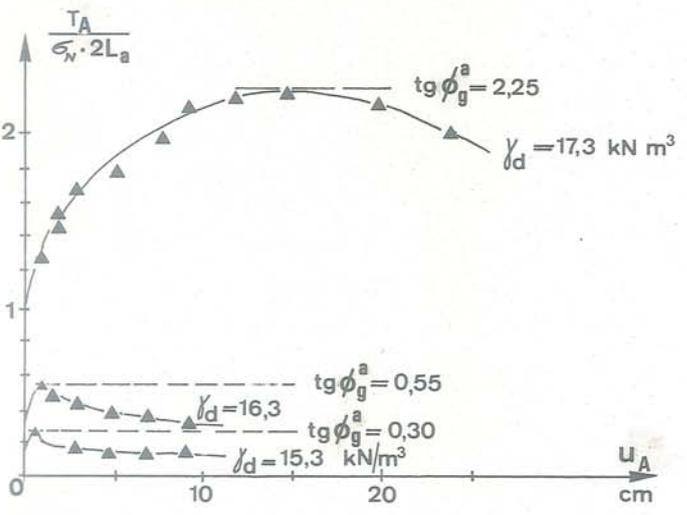


Armatures: Epaisseur: 0.8 mm
 Longueur: 460 à 500 mm
 Largeur : 280 mm

Valeurs de ϕ_g^a définies pour la longueur initiale L_a de l'armature: $\tau_{max} = \frac{T_{max}}{2L_a}$

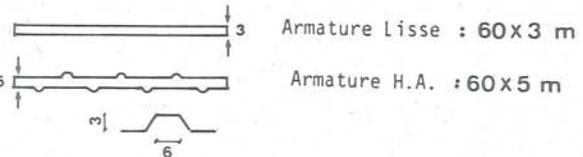
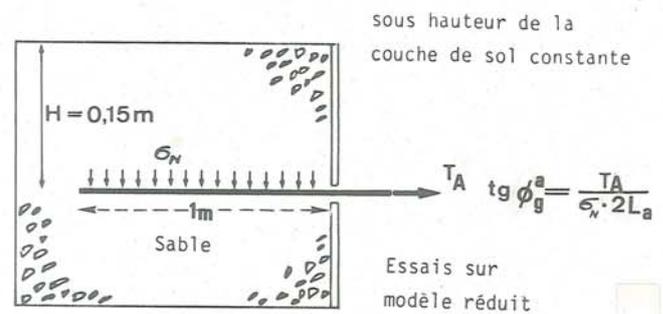
par : INGOLD T.S.
 TEMPLEMAN J.E.
 1979

Influence de la Densité du sol sur les Valeurs de $\text{tg } \phi_g^a$



Gravette : $\gamma_d = 21 \text{ kN/m}^3$
 $\phi = 46^\circ$

essai d'ancrage



Sable : $\gamma_d = 17.3 \text{ kN/m}^3 > \phi = 48^\circ$

Valeurs de ϕ pour les γ_d plus faibles non communiquées

par : SCHLOSSER F.
 GUILLOUX A.
 1978

Fig. E27-b : Détermination de ϕ_g pour des armatures métalliques "haute adhérence"

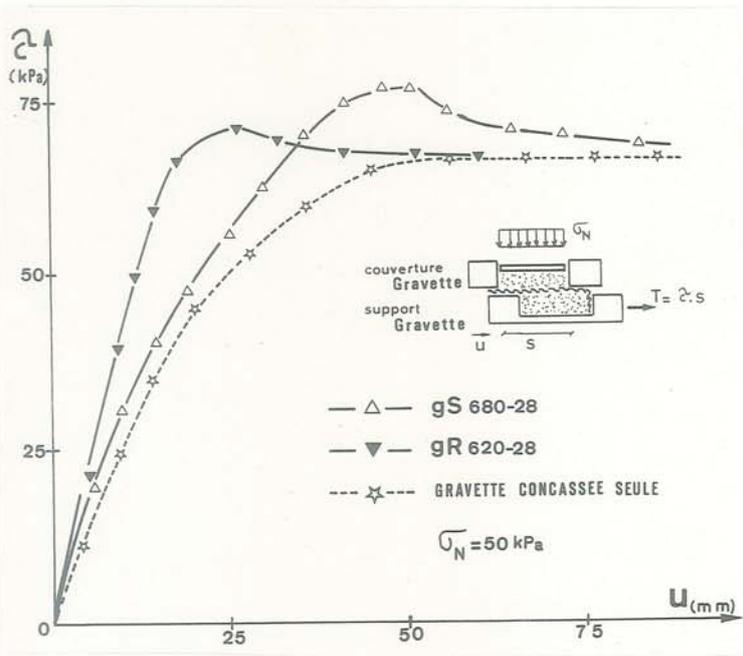


Fig. E32 : Cas de compatibilité optimale entre un textile et un sol - association grille-gravette

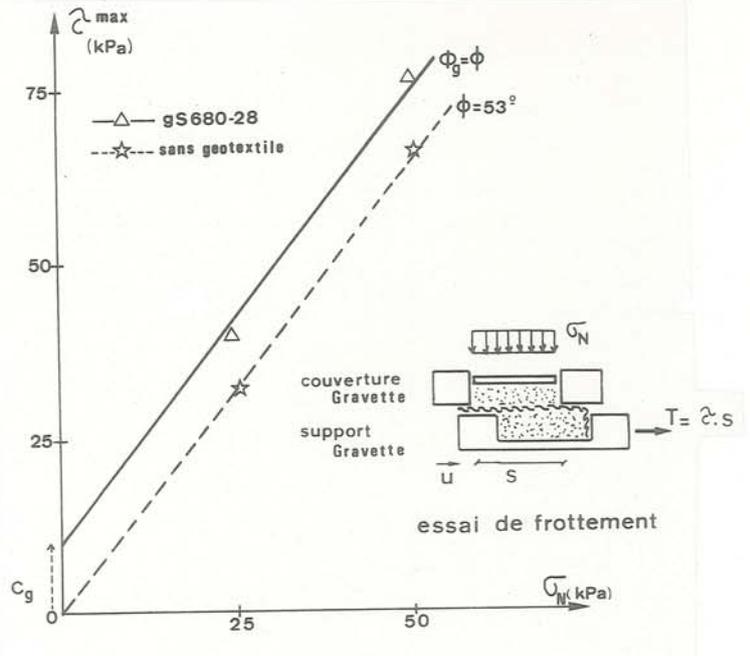


Fig. E33 : Adhérence apparente obtenue en essai de frottement sol-geotextile - association grille-gravette

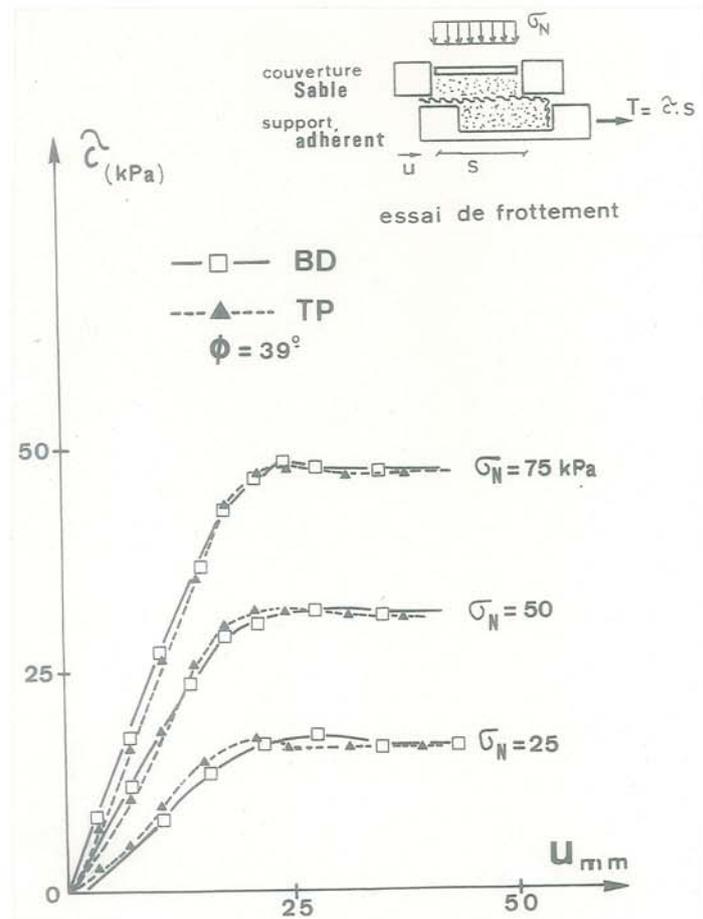


Fig. E36 : Essais de frottement sur geotextile : couverture sable, support sable

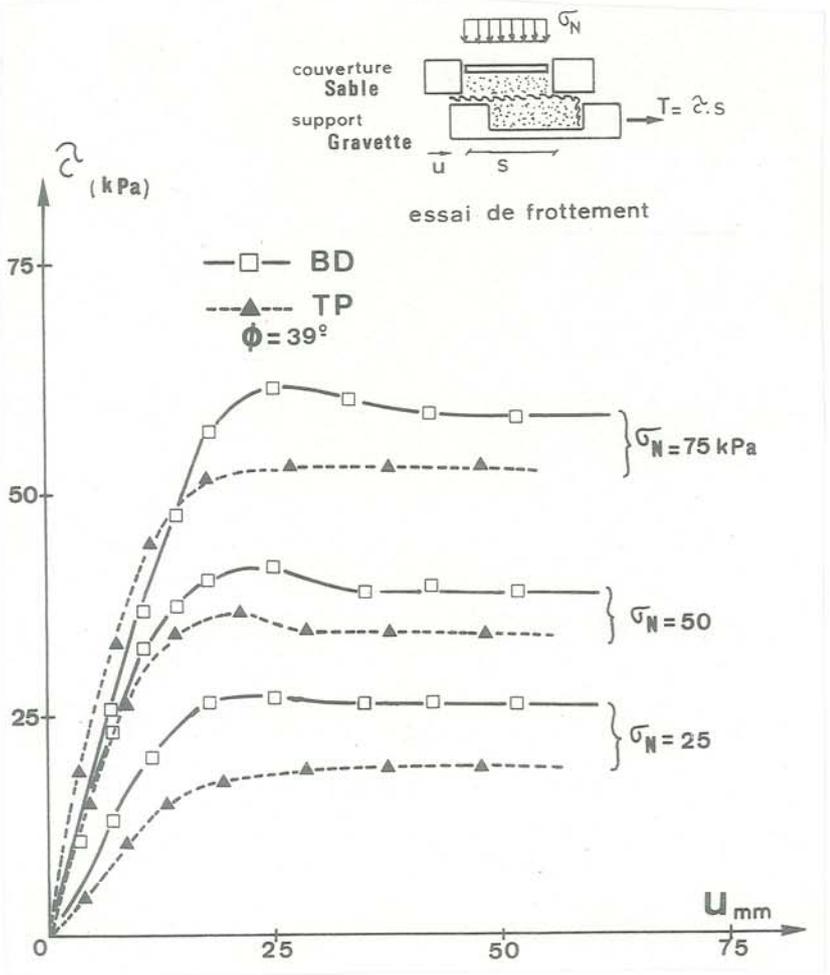


Fig. E37 : Essais de frottement sur geotextile : couverture sable, support gravette - Influence de la souplesse du geotextile

Notons cependant que cette interpénétration fibres-grains, si elle améliore la qualité de frottement, induit aussi un risque de poinçonnement-déchirure de la nappe, lors de l'essai de frottement.

Ce risque croit avec la compression σ_N qui empêche la dilatation du sol, c'est-à-dire le déplacement de ses grains. Nous avons effectivement provoqué des destructions locales de géotextiles pour $\sigma_N > 50$ kPa et des sols (support, couverture) anguleux, en gravette concassée ou ballast (fig. E34 et E35). Le cas d'essais de cisaillement alterné serait sans doute encore plus préjudiciable pour le textile.

III.3.2 : Raideur en flexion et rigidité en traction :

La plus ou moins grande souplesse des géotextiles se traduira par une plus ou moins grande aptitude pour le géotextile à suivre les contours de l'interface : le contact sol-géotextile sera plus frottant pour un textile souple. Nous l'avons mis en évidence en effectuant des essais de frottement sur BD 340 et TP 270 qui présentent un frottement similaire lorsque le sol support présente une interface plane (support sable : fig. E36). Par contre le TP 270 est bien moins souple (tableau E1) : lorsque le sol support est constitué de gravette, le BD 340 suit mieux les contours de l'interface et le frottement relatif atteint $f = 1,00$. (tableau ci-dessous et fig. E37).

géotextile		BD 340	TP 270		BD 340	TP 270
couverture	sable	f=0,77	f=0,77	sable	f=1,00	f=0,90
support	sable			gravette		

Certains géotextiles présentent une *anisotropie de structure* comme le tissé tX 660 dont le nombre de filaments dans le sens machine est de 8 000/m et 4 150/m dans le sens travers, ce qui implique une anisotropie de souplesse (tableau E1).

Les résultats d'essais de frottement (fig. E38) montrent l'influence simultanée de l'anisotropie de l'état de surface (variation de ϕ_g avec la direction du déplacement relatif sol-textile) et de la souplesse (ϕ_g variera avec le support, et d'autant plus que le matériau est souple - K_F faible - dans la direction de frottement). Dans le tableau ci-dessous, nous avons comparé les différences de frottement relatif dans les 3 directions pour une couverture sable et un support ballast ou sable :

sens (tX 660)	machine	travers	diagonal
K_F (kN/m)	84	23	10
$f_{ballast} - f_{sable}$	0,150	0,170	0,177

Remarque : Il ne faudra cependant pas confondre l'influence de la souplesse des nappes textiles avec l'influence du "festonnage" pour les armatures métalliques (Bacot -(4)-) : une nappe métallique festonnée, en déplacement, provoque une dilatation du sol au voisinage immédiat de l'armature, du fait de sa raideur en flexion, à la différence d'un géotextile.

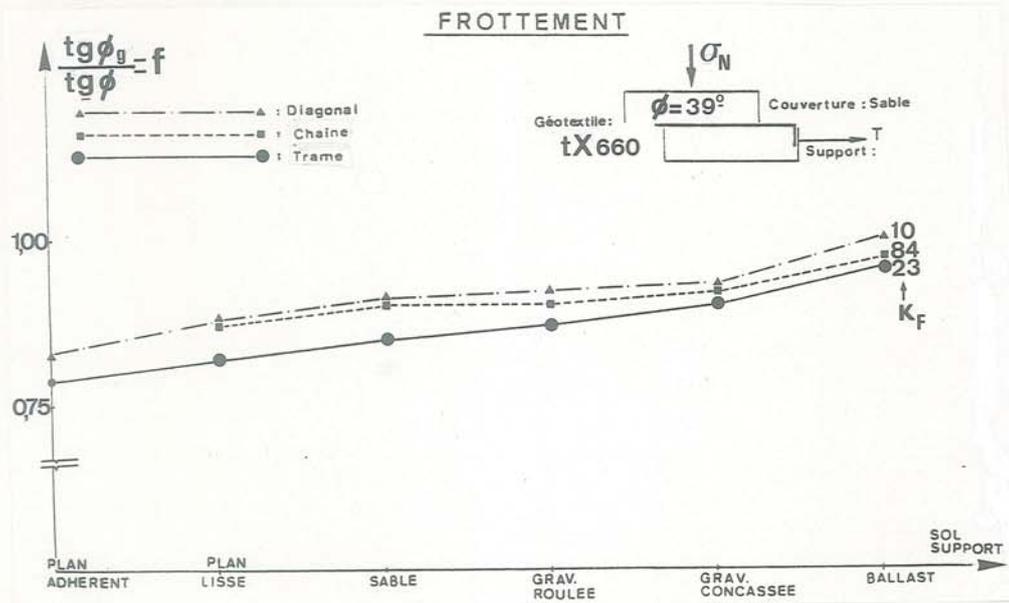


Fig. E38 : Mise en évidence de l'influence de l'anisotropie du géotextile tX sur le frottement relatif f

III.3.3 : Adhérence argile-structure fibreuse :

Soit une argile saturée et un essai de cisaillement sol cohérent pur-géotextile, suffisamment rapide pour maintenir les conditions "non drainées".

Pour une contrainte normale $\sigma_N > \sigma_C$, "contrainte normale critique", l'adhérence limite est égale à la cohésion non drainée C_u de l'argile au contact. Par contre, en dessous de σ_C , on ne peut mobiliser complètement la cohésion du sol :

$$\sigma_N < \sigma_C \quad C_g < C_u$$

$$\sigma_N > \sigma_C \quad C_g = C_u$$

La contrainte normale critique est une fonction croissante de la cohésion C_u du sol (fig. E39) :

$$BD\ 340 \quad 10\ kPa < \sigma_C < 20\ kPa \quad \text{pour } C_u = 30\ kPa$$

$$5\ kPa < \sigma_C < 10\ kPa \quad \text{pour } C_u = 10\ kPa$$

Ingold -(27)- trouve un résultat semblable.

Cette contrainte critique sera généralement faible vis-à-vis des sollicitations existant dans des ouvrages réels, mais posera des problèmes pour les modèles réduits (réfêr. E.IV.3).

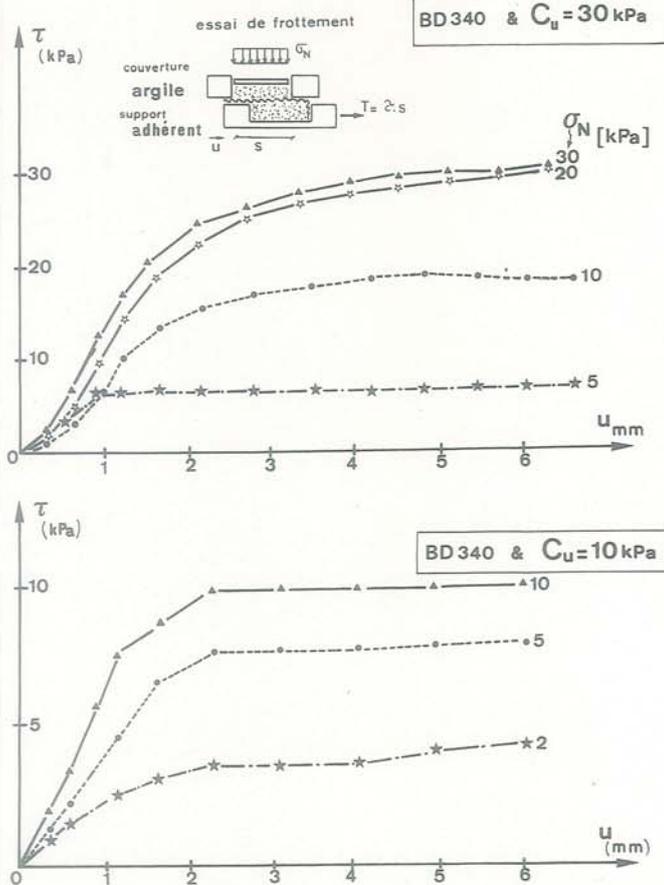


Fig. E39 : Mise en évidence d'une contrainte normale critique nécessaire à la totale mobilisation de la cohésion d'une argile en frottement

E.III.4 - COMPORTEMENT EN ESSAI D'EXTRACTION :

Ce type d'essai est d'interprétation plus complexe. La pression de confinement est obtenue par l'effort appliqué sur le piston horizontal placé sur le boîtier. Nous avons montré -(17)- que la répartition des contraintes normales $\overline{\sigma_N}$ sur le géotextile était de type exponentiel. Soit $\overline{\sigma_N}$ la contrainte moyenne sur le géotextile.

Les déformations de la nappe en traction décroissent à partir de la tête de l'éprouvette, la longueur enterrée L_a diminue en cours d'essai. Tout ceci rend difficile pour les géotextiles déformables la détermination de l'angle de frottement de contact, appelé ϕ_g^a dans le cas présent.

Généralement $\phi_g^a < \phi_g$ comme pour les armatures métalliques.

Nous présentons les essais de frottement et d'extraction obtenus sous même contrainte moyenne ($\overline{\sigma_N} = 50\ kPa$) pour deux non-tissés de même fabrication, mais dont l'un (BD 500 rf) est renforcé par des filaments continus polyester.

On présente les essais de frottement sur support adhérent (fig. E40), et les essais d'extraction effectués pour les deux géotextiles et trois longueurs de nappe ($L_a = 200/300/400\ mm$) - (fig. E41).

On obtient :

Sable/Sable	$\phi = 39^\circ$		
Sable/BD 550	$\phi_g = 32^\circ$	$\phi_g^a = 28^\circ$	(K= 48 kN/m)
Sable/BD 500rf	$\phi_g = 27^\circ$	$\phi_g^a = 23^\circ$	(K=260 kN/m)

Ce type d'essai met en évidence la différence de module de déformation des deux géotextiles :

Alors que l'on obtient (fig. E40) le même déplacement $u_p = 18\ mm$ pour les deux nappes, pour atteindre le palier τ_p de frottement, l'effort d'extraction maximum est atteint pour un déplacement bien plus faible pour le géotextile de plus fort module K (fig. E41).

Nous complétons par le relevé des déplacements des deux nappes de longueur $L_a = 300\ mm$, en fonction du déplacement u_A de la tête de l'éprouvette. On observe la progression du glissement en fonction de u_A . On remarquera que, dans les deux cas, le palier d'effort τ_p est atteint avant que toute la nappe soit en déplacement de translation (lorsque $\frac{\Delta(u_i - u_A)}{\Delta t} = 0$). (fig. E42).

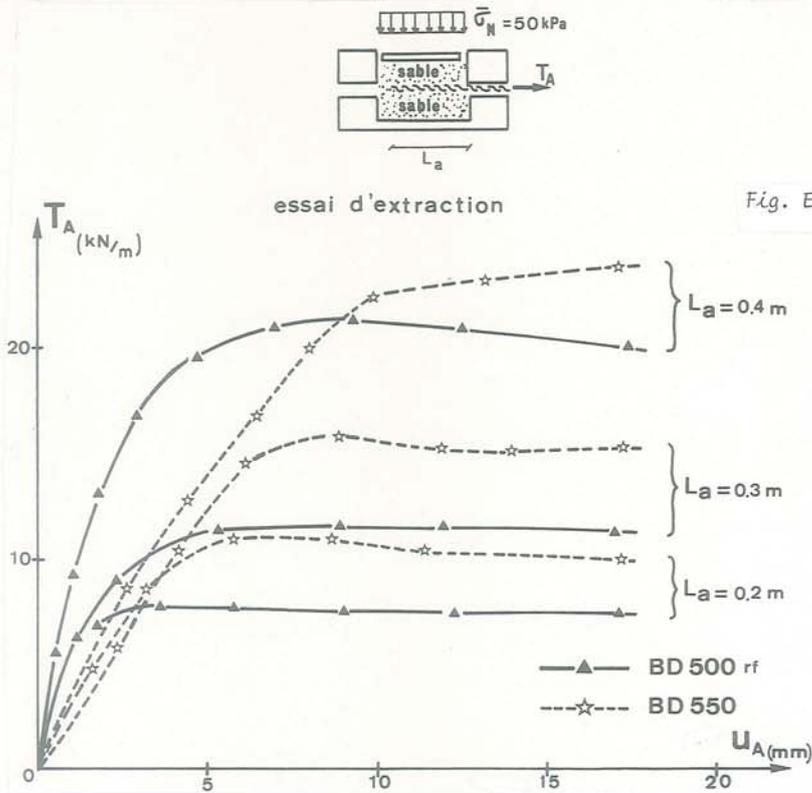
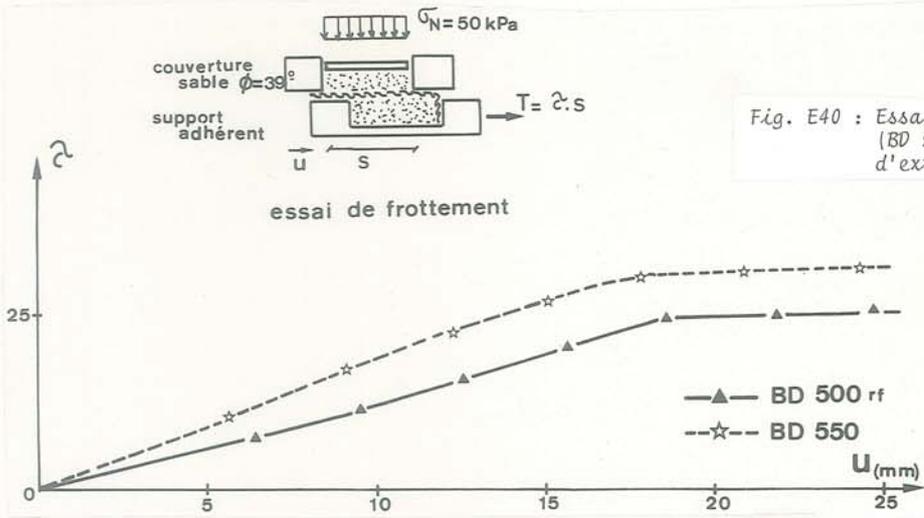
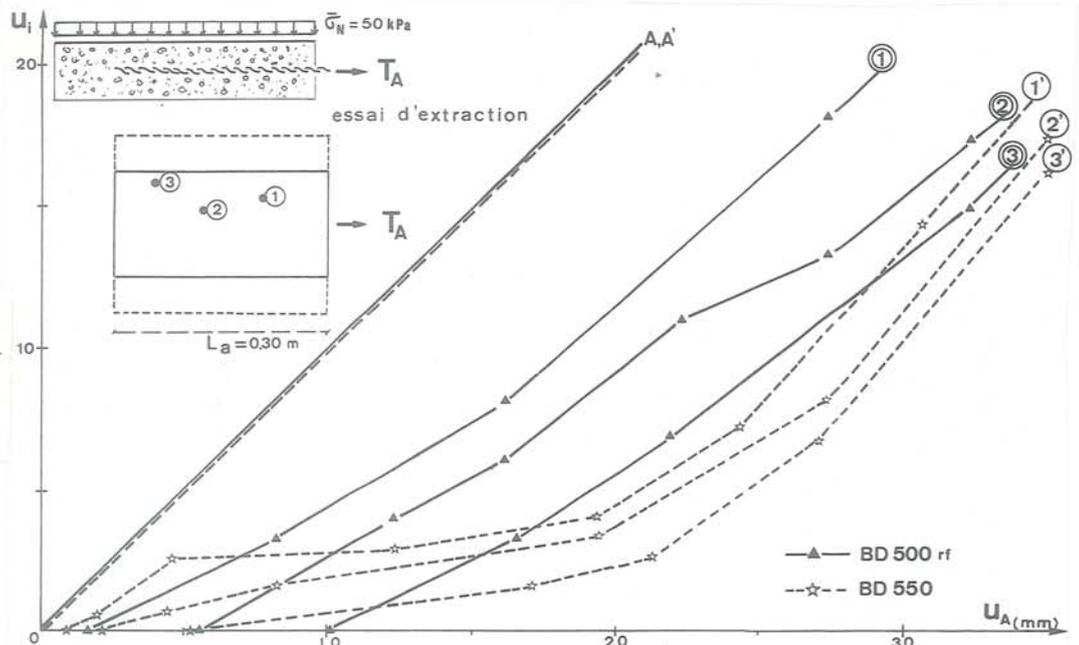


Fig. E42 : Essai d'extraction pour 2 géotextiles: evolution des déplacements de quelques points appartenant à la nappe ($L_a=300\text{mm}$ - $\bar{\sigma}_N=50 \text{ kPa}$)



E.IV - COMPORTEMENT EN ANCRAGE

Un géotextile utilisé comme renforcement possèdera généralement une extrémité libre : les tensions engendrées dans la nappe de renforcement seront équilibrées par le frottement du sol qui bloquera la nappe dans sa partie latérale à la zone de renforcement. Nous appellerons ancrage, cette zone du textile où la tension est transmise au sol adjacent par frottement.

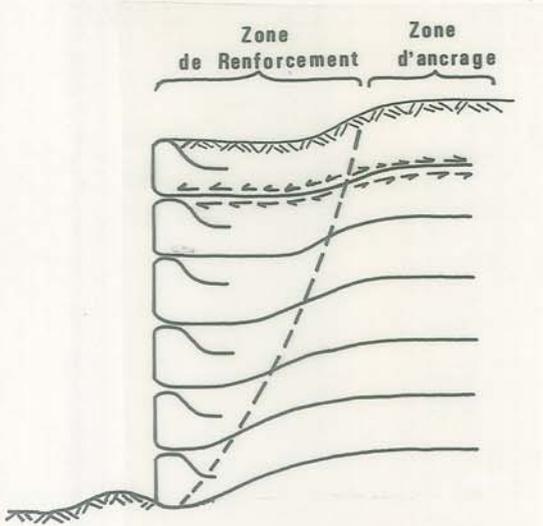


Fig. E43 : Déformations d'un mur en sol renforcé

L'évaluation de l'élongation de l'ancrage est fondamentale si l'on souhaite estimer les déformations du massif de sol renforcé. (fig. E43). La détermination de ce comportement en ancrage nécessite au préalable la connaissance de :

* la loi de comportement en traction (déformation plane) : Nous utiliserons généralement une loi "monomodule" (K), mais parfois une loi "bimodule" (K, K*) - (fig. E44).

* la loi d'interaction sol-géotextile.

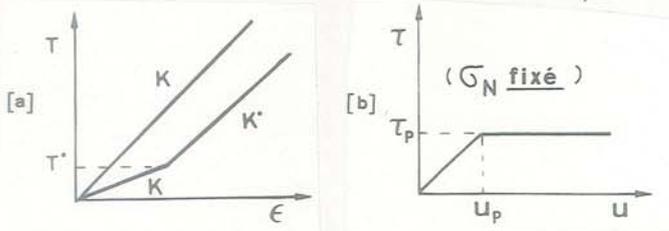


Fig. E44 : Lois de traction (a) et de frottement (b) prises en compte

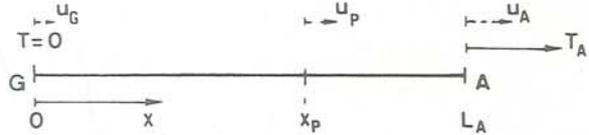
E.IV.1 - APPROCHE THEORIQUE :

Soit A la tête d'ancrage et G l'extrémité libre.

Le point d'abscisse x_p de la nappe correspond au point de la nappe qui sépare les zones :

$$x > x_p : u > u_p \quad \tau = \tau_p$$

$$x < x_p : u < u_p \quad \tau < \tau_p$$



Le point d'abscisse x^* correspond au point de la nappe qui sépare les zones :

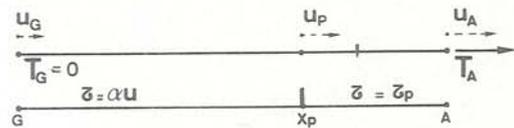
$$T < T^* \quad \text{module } K$$

$$T > T^* \quad \text{module } K^*$$

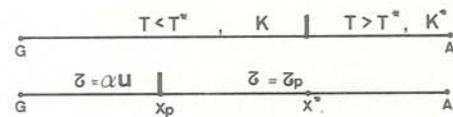
La notation K_A permettra de distinguer le module du géotextile en zone d'ancrage du module K_M du géotextile en zone de renforcement.

Selon les conditions, on rencontrera les 3 cas de figures suivants :

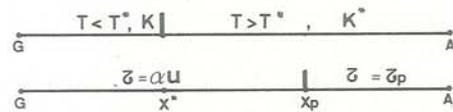
Cas I : $K_A \quad x^* > L_a > x_p$



Cas II : $K_A \quad K_A^* \quad L_a > x^* > x_p$

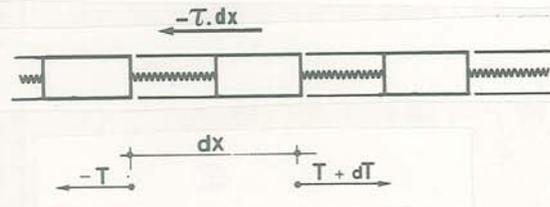


Cas III : $K_A \quad K_A^* \quad L_a > x_p > x^*$



Présentation des résultats obtenus

Ces résultats sont obtenus en tenant compte de :
 - l'équilibre d'un élément de la nappe :



$$T + 2\tau \cdot dx = T + dT$$

d'où : $2\tau \cdot dx = dT$ on écrirait plus rigoureusement :

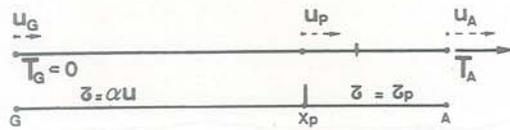
$$2\tau(dx + du) = dT$$

- L'élasticité du géotextile :

$$T < T^* \quad T = K_A \cdot \frac{du}{dx}$$

$$T > T^* \quad T = K_A \cdot \frac{du}{dx} + (1 - K_A^*/K_A) \cdot T^*$$

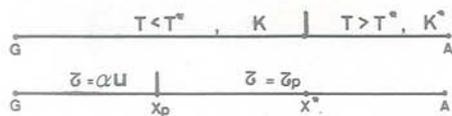
Cas I (mono-module)



$$\{19\} \quad T_A = \sqrt{2\alpha K_A} \cdot U_p \cdot \frac{e^{\sqrt{\frac{2\alpha}{K_A}} \cdot x_p} - e^{-\sqrt{\frac{2\alpha}{K_A}} \cdot x_p}}{e^{\sqrt{\frac{2\alpha}{K_A}} \cdot x_p} + e^{-\sqrt{\frac{2\alpha}{K_A}} \cdot x_p}} + 2\tau_p(L_a - x_p)$$

$$U_A = U_p - \frac{\tau_p \cdot L_a^2}{K_A} + \frac{\tau_p \cdot x_p}{K_A} \cdot (2L_a - x_p) + T_A \cdot \left(\frac{L_a - x_p}{K_A}\right)$$

Cas II (bi-module)



$$\{20\} \quad T_A = 2\tau_p \cdot L_a + \omega_1$$

$$U_A = \frac{\tau_p \cdot L_a^2}{K_A} + \left(\frac{\omega_1}{K_A} - \gamma\right)L_a + \omega_2$$

$$\omega_1 = \omega_1^* = K_A \sqrt{\frac{2\alpha}{K_A}} \cdot \beta \cdot \left[e^{\sqrt{\frac{2\alpha}{K_A}} \cdot x_p} - e^{-\sqrt{\frac{2\alpha}{K_A}} \cdot x_p} \right] - 2\tau_p \cdot x_p$$

$$\beta = \frac{U_p}{\left[e^{\sqrt{\frac{2\alpha}{K_A}} \cdot x_p} + e^{-\sqrt{\frac{2\alpha}{K_A}} \cdot x_p} \right]}$$

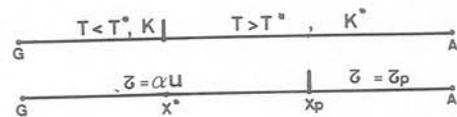
$$\gamma = \left(1 - \frac{K_A^*}{K_A}\right) \cdot T^*$$

$$\omega_2^* = \tau_p \cdot x_p^2 \cdot \left(\frac{1}{K_A} - \frac{1}{K_A^*}\right) + x_p^* \left(\frac{\omega_1}{K_A} - \frac{\omega_1}{K_A^*} + \frac{\gamma}{K_A}\right) + \omega_2$$

$$\omega_2 = U_p + \frac{\tau_p \cdot x_p^2}{K_A} - x_p \sqrt{\frac{2\alpha}{K_A}} \cdot \beta \left[e^{\sqrt{\frac{2\alpha}{K_A}} \cdot x_p} - e^{-\sqrt{\frac{2\alpha}{K_A}} \cdot x_p} \right]$$

$$x^* = (T^* - \omega_1) / 2\tau_p$$

Cas III (bi-module)



$$\{21\} \quad T_A = \mu^* K_A^* \left[\beta_1^* \cdot e^{\mu^* x_p} - \beta_2^* \cdot e^{-\mu^* x_p} \right] + T^* \cdot \left(1 - \frac{K_A^*}{K_A}\right) - 2\tau_p(L_a - x_p)$$

$$U_A = U_p - \frac{\tau_p}{K_A^*} (L_a - x_p)^2 + \left(\frac{T_A}{K_A^*} + \frac{T^*}{K_A} + \frac{T^*}{K_A^*}\right) (L_a - x_p)$$

avec $\mu = \sqrt{\frac{2\alpha}{K_A}} \quad \mu^* = \sqrt{\frac{2\alpha}{K_A^*}}$

$$\beta_1^* = \frac{T^*}{2e^{\mu^* x^*}} \left[\frac{1}{K_A \mu^*} + \frac{e^{\mu x^*} + e^{-\mu x^*}}{K_A \cdot \mu (e^{\mu x^*} - e^{-\mu x^*})} \right]$$

$$\beta_2^* = \frac{T^*}{2e^{-\mu^* x^*}} \left[-\frac{1}{K_A \mu^*} + \frac{(e^{\mu x^*} + e^{-\mu x^*})}{K_A \mu (e^{\mu x^*} - e^{-\mu x^*})} \right]$$

avec $\frac{U_p}{e^{\mu x_p} + e^{-\mu x_p}} = \frac{T^* / \mu}{K_A (e^{\mu x^*} - e^{-\mu x^*})}$

E.IV.2 - ETUDE EXPERIMENTALE :

Des tests d'ancrage sur des nappes de longueur $L_a \leq 1,55$ m et de largeur 0,30 m ont été effectués dans une cuve d'essai (fig. E45).

Les nappes ancrées étaient munies de barrettes transversales limitant l'amincissement dû à la traction. La cuve d'essai est remplie de sable d'Hostun ($\phi = 38^\circ$ sous $\sigma_N = 7,8$ kPa). Ce sable est à granulométrie étroite. Il est différent du sable à béton utilisé au E.II.3 et E.II.4 pour les essais de frottement et d'extraction. L'épaisseur de sol $H \leq 0,50$ m au dessus du géotextile : $\sigma_N = \gamma_d \cdot H$

Nous présentons ci-dessous quelques uns des résultats expérimentaux obtenus (Michaud -(39)-) et les résultats théoriques correspondants, dans le tableau E5 : Les valeurs (K , u_p , ϕ_g) sont obtenues à partir d'essais de traction et de frottement et (K_A , u_p^a , ϕ_g^a) sont les valeurs permettant le meilleur accord théorie-expérience.

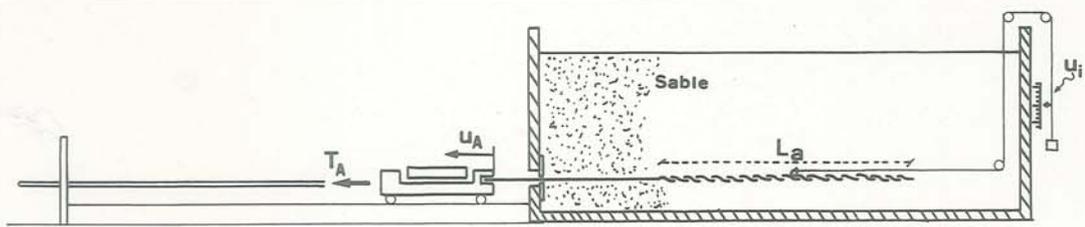


Fig. E45 : Appareillage pour essais d'ancrage sur géotextile

Structure du textile	Dénomination commerciale	Dénomination IRIGM	L_a m	σ_N kPa	$\phi_g^{(o)}$	$\phi_g^{a(o)}$	u_p mm	u_p^a mm	K kN/m ¹	K_A kN/m ¹
tissé laminettes	Scotlay	t 110	1,55	3,12	31	25	8,5	12	100	100/70
	"	t 110	1,10	7,8	29	29	12	12	100	100
non-tissé thermolié	Terram 2000	TM 230	1,54	4,8	34,5	31	13	8	85	80
		TM 230	1,10	7,8	32	32	18	15	85	80
		TM 230	1,55	7,8	32	32	18	15	85	100
non-tissé aiguilleté	Bidim U 64	BD 550	1,54	7,8	34	38	17	17	48/70	40/50
		BD 550	1,54	4,8	36	36	13	13	48/70	40/50
tissé monofilaments	TriX	tX 660	1,54	7,8	33	38	12	5	390	350

Tableau E5 : Géotextiles testés en essais d'ancrage
(les diagrammes de traction simple correspondant à ces géotextiles se trouvent à la figure F8)

IV.2.1 : Influence du module de traction :

La rigidité apparente de l'ancrage augmente avec le module de traction K du géotextile (fig. E46). Sur la figure E47, nous comparons les résultats d'ancrage théoriques et expérimentaux pour le BD 500rf et le BD 550. Remarquons (tableau E5) que les modules théoriques K_A sont systématiquement inférieurs aux modules de traction expérimentaux K : ceci s'explique par l'effet de l'amincissement transversal de la nappe sollicitée en traction entre les barrettes (élanement H/B des éléments de nappe entre barrettes supérieur à 0,20 : réf. E.II).

La mesure des déplacements u_i de 6 points de la nappe, durant l'essai d'ancrage (fig. E48) a permis le calcul des déformations des éléments de nappe $(i, i+1)$ - (fig. E49). Le bon accord des déformations théoriques obtenues pour ($K_A = 40 \text{ kN/ml}$ et $K_A = 50 \text{ kN/ml}$) avec les déformations expérimentales confirme l'intérêt de la loi d'ancrage proposée.

IV.2.2 : Influence de la longueur d'ancrage L_a :

L'étude expérimentale présentée ici est insuffisante pour approfondir ce problème fondamental : la rigidité apparente de l'ancrage est-elle modifiée par une augmentation de la longueur d'ancrage ?

Un calcul classique de massif renforcé consistera à calculer une longueur d'ancrage théorique minimale, puis ensuite à surdimensionner l'ancrage. Ce surdimensionnement apportera-t-il uniquement une sécurité vis-à-vis de l'effort d'ancrage limite ou aussi vis-à-vis du déplacement en tête u_A . Ce point est fondamental, d'autant plus que, nous l'avons vu, nous proposons de choisir un nouveau critère de rupture basé sur les déformations du massif [11].

Le calcul théorique d'ancrage ci-dessus implique une rigidité apparente (T_A/u_A) peu dépendante de L_a , tant que l'on se trouve loin de l'effort limite.

Un essai d'ancrage sur TM 230 pour $L_a = 1,10 \text{ m}$ et $L_a = 1,55 \text{ m}$ semble, par contre, montrer que les deux courbes (fig. E50) $T_A = f(u_A)$ divergent rapidement. Ce point reste donc à approfondir.

Les résultats d'ancrage sur géotextiles publiés (Holtz et al -(24)- Salomone et al -(48)- Schwab et al -(53)-) n'apportent aucun renseignement sur ce point.

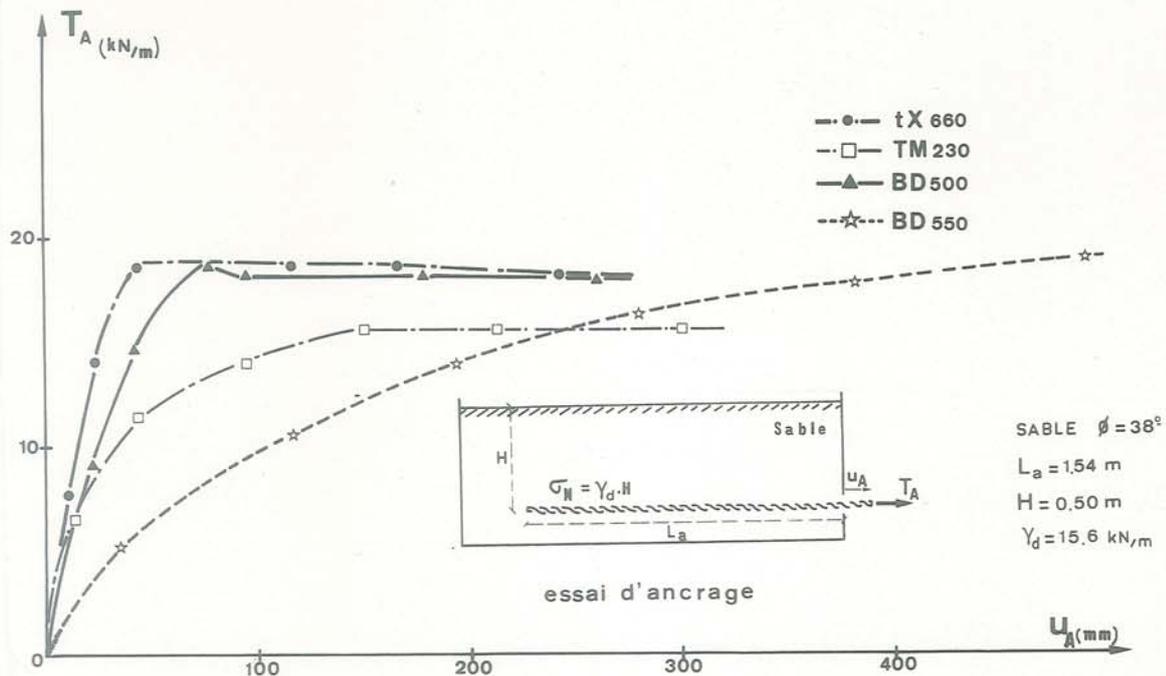


Fig. E46 : Essais d'ancrage : Augmentation de la rigidité de l'ancrage avec le module K de traction du géotextile

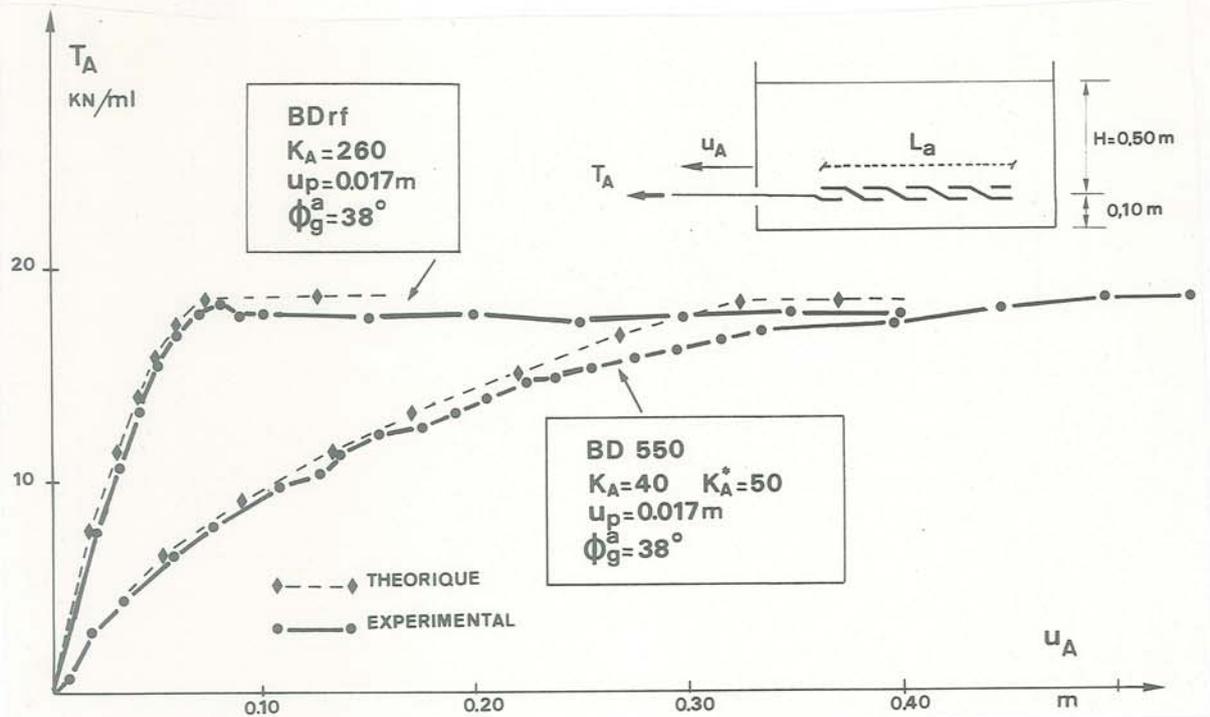


Fig. E47 : Résultats théoriques et expérimentaux d'ancrage : influence du module du géotextile (BD 550 et BD 500rf)

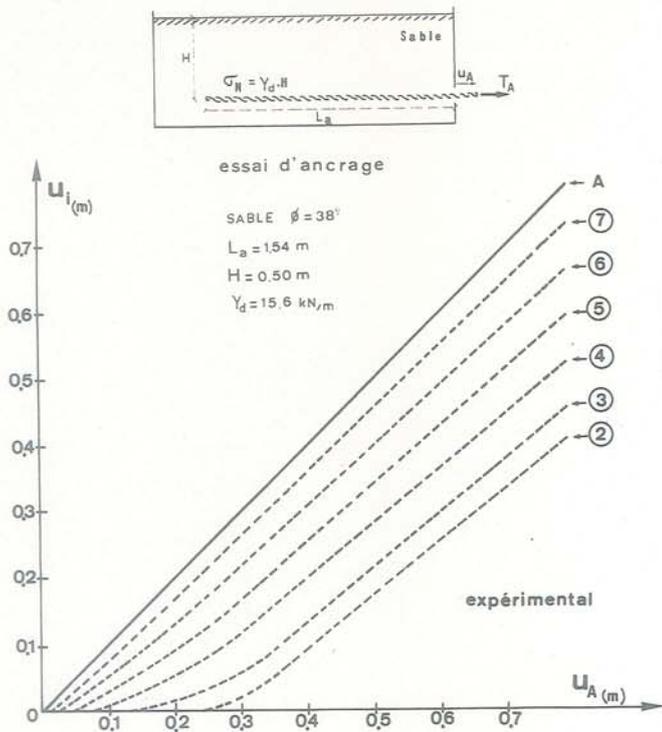


Fig. E48 : Essai d'ancrage (BD 550, $L_a = 1,54\text{ m}$, $\sigma_N = 7,8\text{ kPa}$)
 Déplacement des points (1) à (6) de la nappe en fonction du déplacement en tête u_A

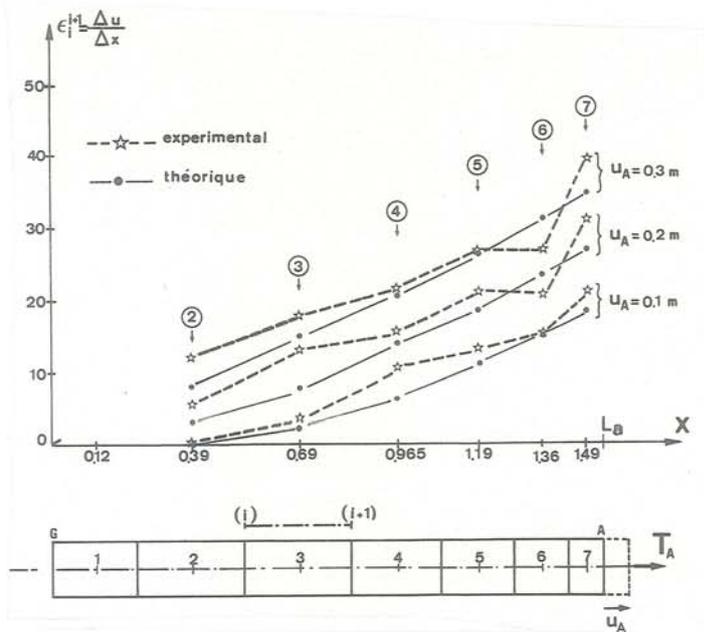


Fig. E49 : Essai d'ancrage (BD 550, $L_a = 1,54\text{ m}$, $\sigma_N = 7,8\text{ kPa}$)
 Déformations de la nappe théoriques et expérimentales

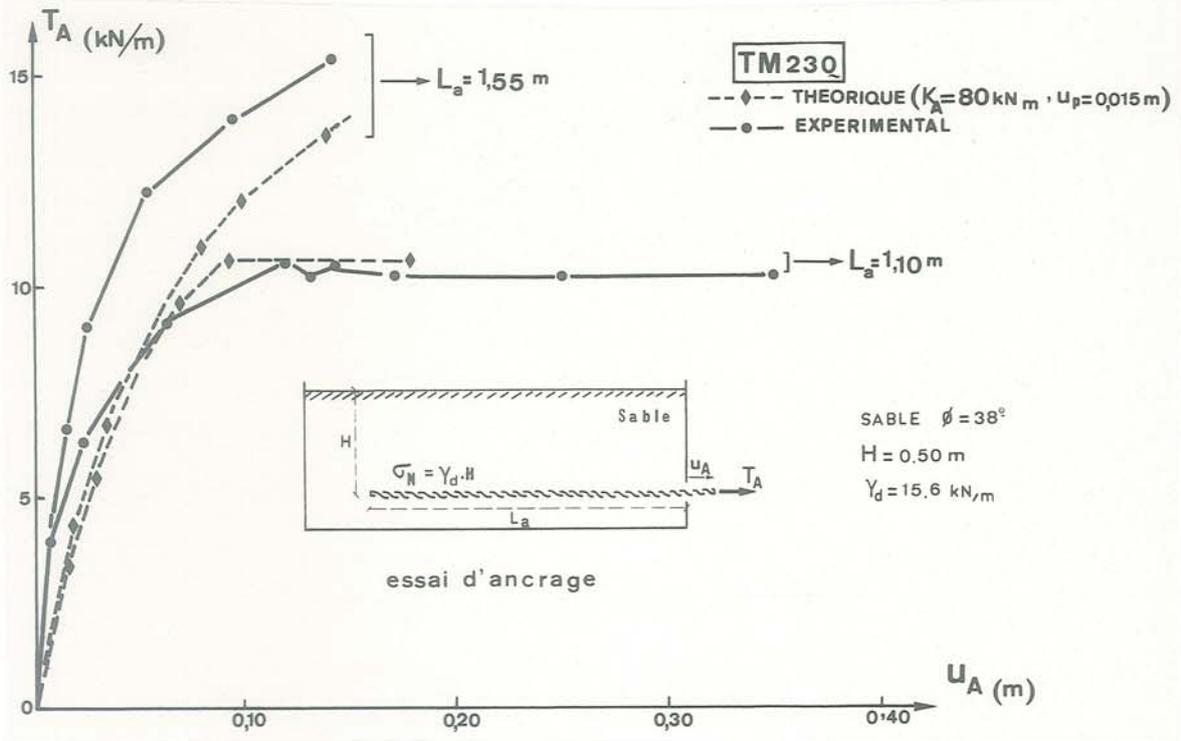


Fig. E50 : Influence théorique et expérimentale de la longueur d'ancrage

E.V - APPLICATION AUX REMBLAIS SUR SOL COMPRESSIBLE (Stabilité des talus latéraux)

E.V.1 - CAS D'UNE EXPERIMENTATION IN SITU :

Depuis 1975, les Hollandais utilisent classiquement des nappes de textile tissé placées sous le remblai, en surface du sol compressible. -(60,9)- Cette méthode a montré son efficacité. Certains remblais ont été instrumentés, comme à Almere ; ce cas a donné lieu à un compte rendu détaillé sur le comportement comparatif du remblai sans et avec géotextile -(61)- Nous allons analyser les principaux résultats.

Caractéristiques du remblai de Almere :

- Les paramètres sont définis à la fig. E53
- $H_B = 3 \text{ m}$ épaisseur de sol compressible
- $C_U = 8 \text{ kPa}$ cohésion du sol compressible (moyenne)

géotextile : tSK 450 (Stabilenka 200) : tissé polyester

$$K = 2\,000 \text{ kN/m} \quad T_r = 220 \text{ kN/m} \quad \epsilon_r = 9\%$$

Le remblai fut élevé jusqu'à atteindre la rupture, sans et avec géotextile.

$$\begin{aligned} H_C &= 1,75 \text{ m hauteur maximale du remblai sans géotextile} \\ H_C + \Delta H &= 3,25 \text{ m hauteur maximale du remblai avec géotextile} \\ T_{\max} &= 95 \text{ kN/m tension maximale dans le géotextile} \end{aligned}$$

Les figures (E51 et E52) montrent le déplacement du remblai sans et avec géotextile, au moment de la rupture, ainsi que la répartition des pressions interstitielles et des tensions dans le textile (mesurées par jauges).

Nous ferons les remarques suivantes :

* Le renforcement d'un remblai sur sol très mou par un géotextile de fort module est efficace :

$$\Delta H = 1,50 \text{ m} \quad \Delta H/H_C = 86\%$$

* La rupture du remblai renforcé n'est pas obtenue par rupture de l'armature textile. La déstabilisation du remblai est obtenue pour :

$$(T_{\max} / T_r) = 43\% \quad \text{et} \quad \epsilon_{\max} = 4,75\%$$

Or les déformations du remblai renforcé à la rupture (1 m de déplacement horizontal) ne sont pas justifiables, ni par les élongations du géotextile, ni apparemment par un glissement de l'ancrage de la nappe : on ne peut donc pas mobiliser la résistance maximale du géotextile (malgré qu'il s'agisse d'un géotextile peu déformable). Devaux et al -(18)- avaient déjà observé un phénomène semblable avec un BD 550 placé sous un remblai sur tourbe : un tassement dans l'axe de 1 m pour ce remblai de 15 m de large n'avait entraîné qu'une déformation de 2% du textile.

Ceci vient confirmer le principe que nous avons établi en (E.I.2) les problèmes de renforcement par géotextile ne peuvent se résoudre uniquement par des calculs d'équilibre limite avec mobilisation de la tension à la rupture pour le géotextile ($T_{\max} = T_r$), car une situation de grandes déformations précède fréquemment la rupture de l'armature géotextile.

Par contre, et ce n'est pas incompatible, on obtient un résultat satisfaisant par la "méthode inverse" (paragraphe E.I.2).

Un calcul d'équilibre limite, prenant en compte la tension T réellement mobilisée à la rupture permet d'obtenir un coefficient de sécurité vis-à-vis de la stabilité $F \approx 1$ (voir paragraphe suivant E.V.2), pour la hauteur de remblai ($H_C + \Delta H$).

Ce qui signifie aussi que la procédure qui consisterait à faire un calcul d'équilibre limite, avec $F = 1$, et la hauteur maximale atteinte par le remblai renforcé ($H_C + \Delta H$) permettrait de retrouver la tension maximale dans le textile.

Ces résultats nous ont encouragé à présenter des abaques de stabilité de remblais renforcés, qui pourraient présenter un certain intérêt pratique. Le mode de calcul est inspiré des travaux ci-dessus.

E.V.2 - ABAQUES DE RENFORCEMENT

Soit un remblai de hauteur H et de pente de talus β , placé sur une épaisseur H_B de sol compressible (cohésion non drainée C_U) - (fig. E53).

Le calcul de stabilité du remblai est effectué par la méthode de Bishop simplifiée, en contraintes totales (programme Nixes et Trolls du CETE de Lyon - Rey -(45)-).

* La prise en compte du géotextile est faite en supposant que le renforcement est équivalent à une force résistante de traction T dont le point d'application est placé sur la surface de glissement.

Il reste à définir la direction de cette force : (fig. E54).

Lors de la rupture, le géotextile, initialement horizontal, prend, du fait de sa souplesse, une certaine inclinaison au voisinage de la surface de glissement. Cependant l'hypothèse prise en -(61)-, que le géotextile devient tangent à la surface de glissement paraît improbable et amène à surestimer l'action du géotextile (moment résistant, dû à la traction T , maximum).

Nous avons, quant à nous, considéré que le géotextile tendu restait proche de la direction horizontale, à son intersection avec la surface de glissement. Ce calcul est dans le sens de la sécurité.

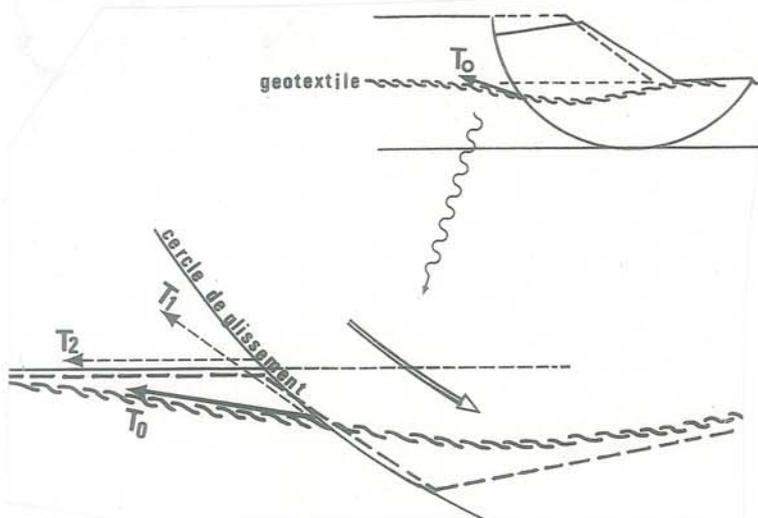


Fig. E54 : Direction de la force résistante de traction dans le géotextile
 T_0 tension réelle
 T_1 tension supposée par -(61)-
 T_2 tension prise en compte dans nos calculs

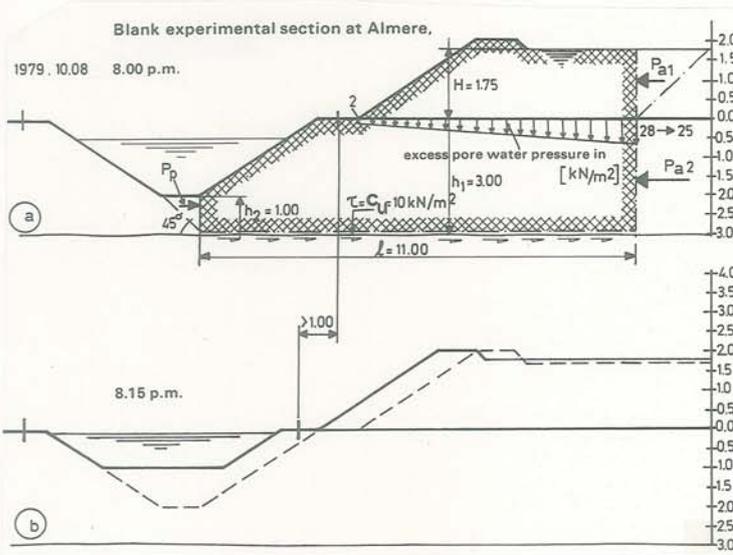


Fig. E51 : Remblai sur sol compressible, non renforcé (Almere - (61) -) Déplacements à la rupture

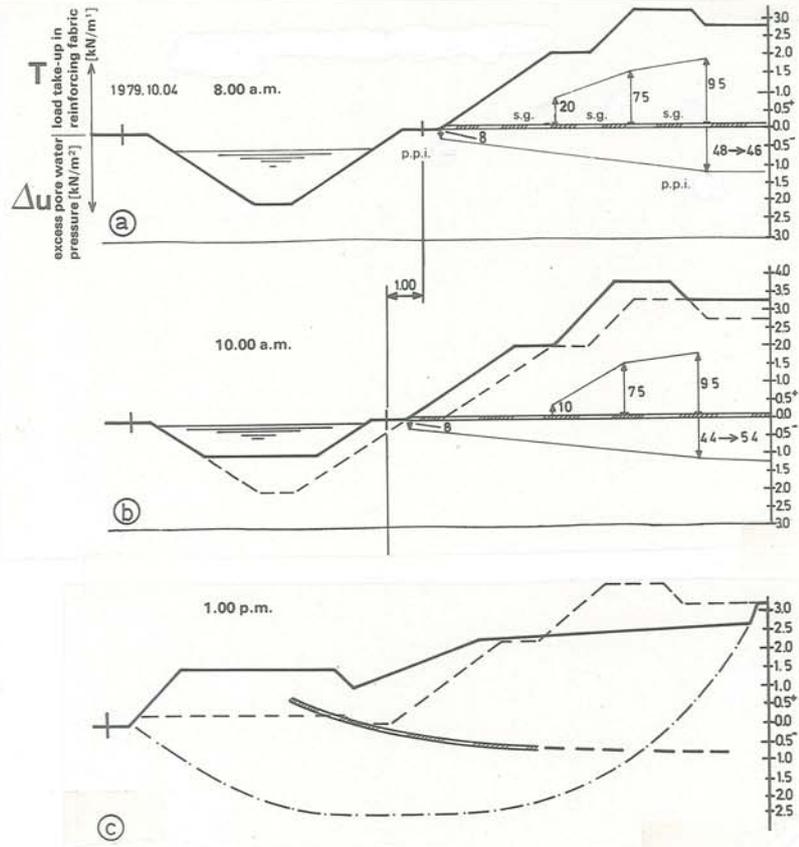
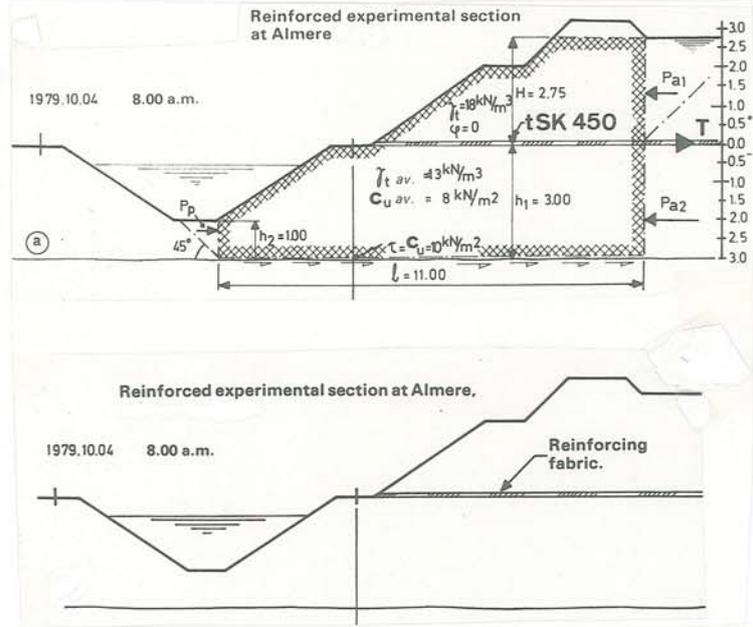


Fig. E52 : Remblai renforcé d'Almere - (61) - Phase de la rupture

Notons que Blanchier et al -(7)- proposent une méthode permettant la détermination de la convexité de la nappe au voisinage de la surface de cisaillement.

* Au niveau du calcul, le géotextile a été simulé par une couche d'argile de faible épaisseur et de cohésion C^* .

La tension T est équivalente à la somme d'une force de cisaillement

$$\left(C^* \cdot \frac{b_{io}}{\cos \alpha_{io}} \right)$$

et d'une force normale à la surface de glissement identifiable à une force de pression

$$\left(p^* \cdot \frac{b_{io}}{\cos \alpha_{io}} \right).$$

Cependant la couche étant purement cohérente, cette force de pression n'interviendra pas dans le calcul.

Pour tout remblai non renforcé instable ($F < 1$), on calcule la valeur de

$$\left(c^* \cdot \frac{b_{io}}{\cos \alpha_{io}} \right)$$

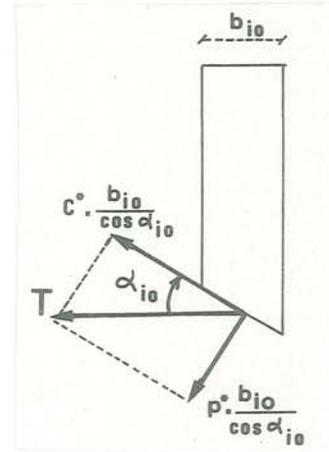
nécessaire pour rétablir la stabilité ($F = 1$), et on déduit :

$$T = \frac{1}{\cos \alpha_{io}} \cdot \left(c^* \cdot \frac{b_{io}}{\cos \alpha_{io}} \right)$$

Nous présentons, à titre d'exemple, quelques abaques de stabilité de remblais renforcés, qui permettent de déterminer H_C , hauteur critique sans renforcement, ΔH , gain de hauteur en fonction de la tension T mobilisée (fig. E55) et $\Delta H/H_C$, gain relatif (fig. E56 et E57).

Nous avons enfin, à partir des hypothèses ci-dessous, déterminé le décrochement u en tête de talus (fig. E58) correspondant à la tension T , en supposant que ce décrochement correspond à la déformation élastique du géotextile (fig. E59) :

- le géotextile est élastique linéaire (K)
- la loi de frottement est rigide-plastique ($u_p = 0$)
- le glissement $u = u_1 + u_2$ somme des allongements élastiques des deux ancrages latéraux du géotextile
- la cinématique adoptée est celle présentée à la (fig. E58)



PARAMETRES FIXES

- $\text{Cotg } \beta = 3/2$
- $C_r = 0$
- $\varphi_r = 35^\circ$
- $\gamma_r = 18 \text{ kN/m}^3$
- $\varphi_u = 0$

AUTRES PARAMETRES

- $HB = \begin{cases} 3 \text{ m.} \\ 4 \text{ m.} \\ 6 \text{ m.} \\ 8 \text{ m.} \end{cases}$
- $CU = \begin{cases} 5 \text{ kN/m}^2 \\ 10 \text{ kN/m}^2 \\ 15 \text{ kN/m}^2 \\ 20 \text{ kN/m}^2 \\ 25 \text{ kN/m}^2 \\ 30 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$
- $T \leq 200 \text{ kN/ml}$

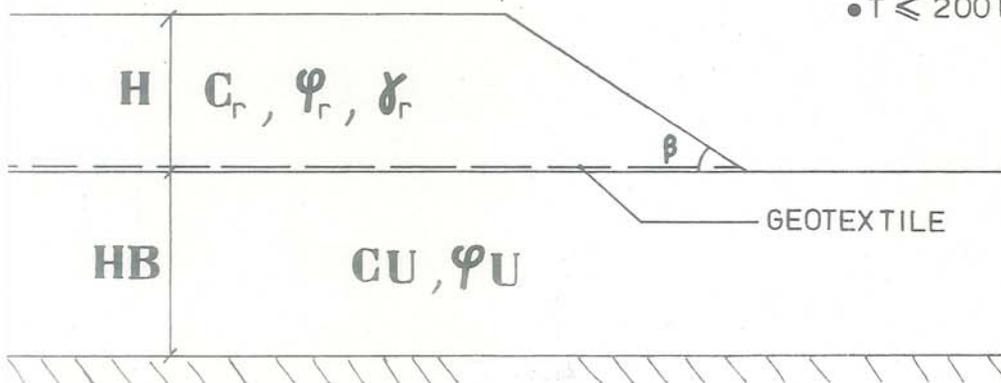


Fig. E53 : Remblai sur sol compressible renforcé par géotextile
- Paramètres des abaques -

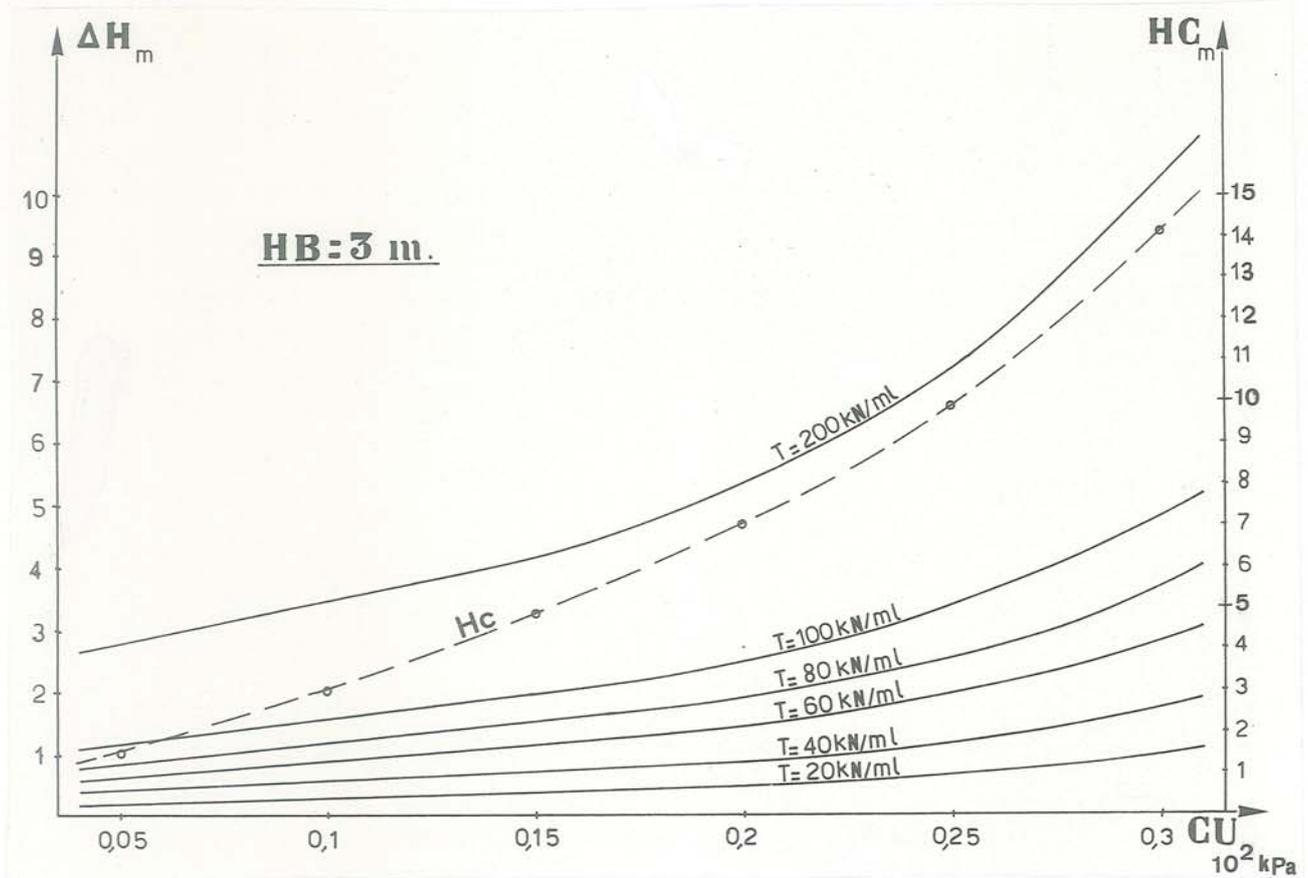


Fig. E55 : Remblai sur sol compressible renforcé : gain de hauteur ΔH en fonction de la tension maximale mobilisée T

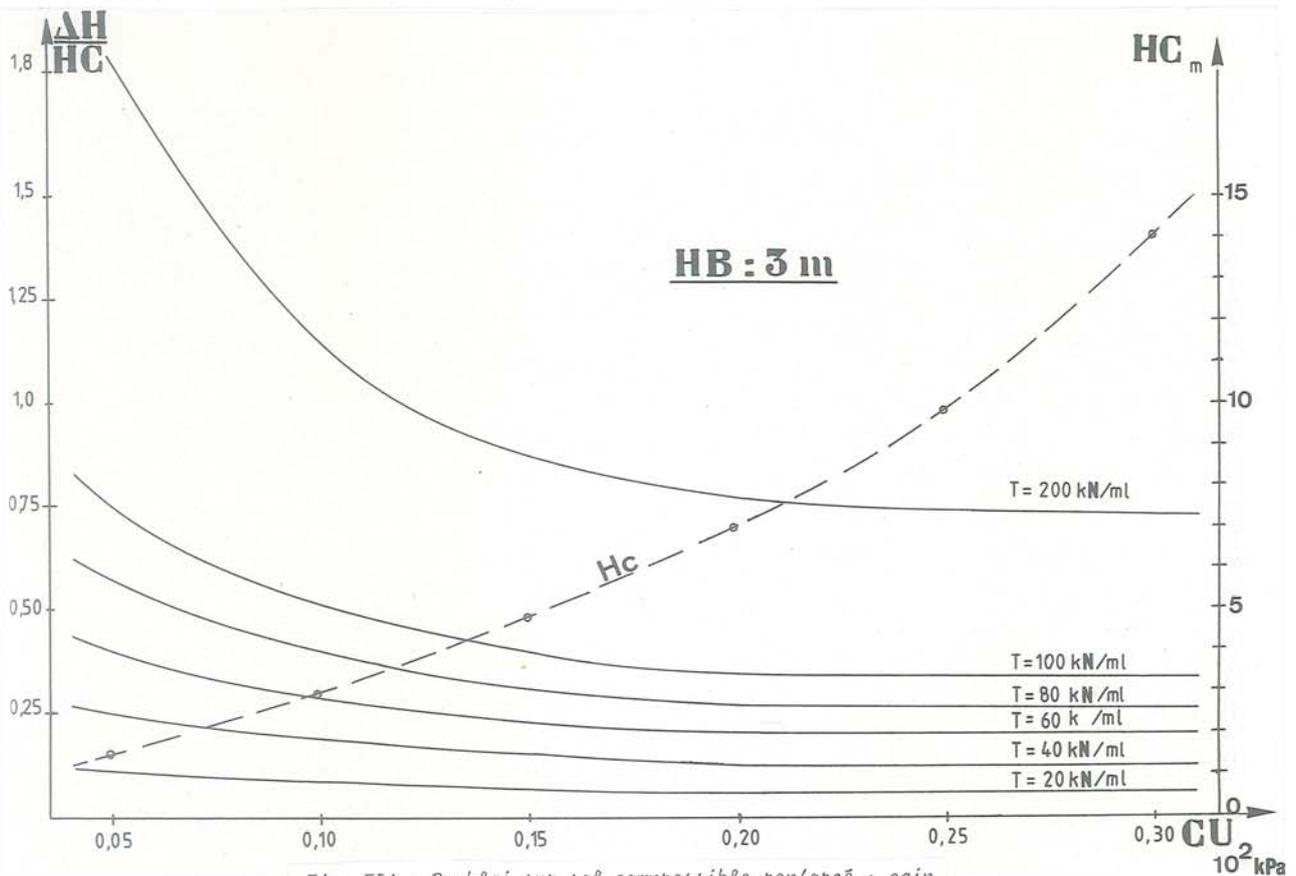


Fig. E56 : Remblai sur sol compressible renforcé : gain relatif de hauteur en fonction de la tension maximale mobilisée T , à épaisseur de sol compressible H_B fixée

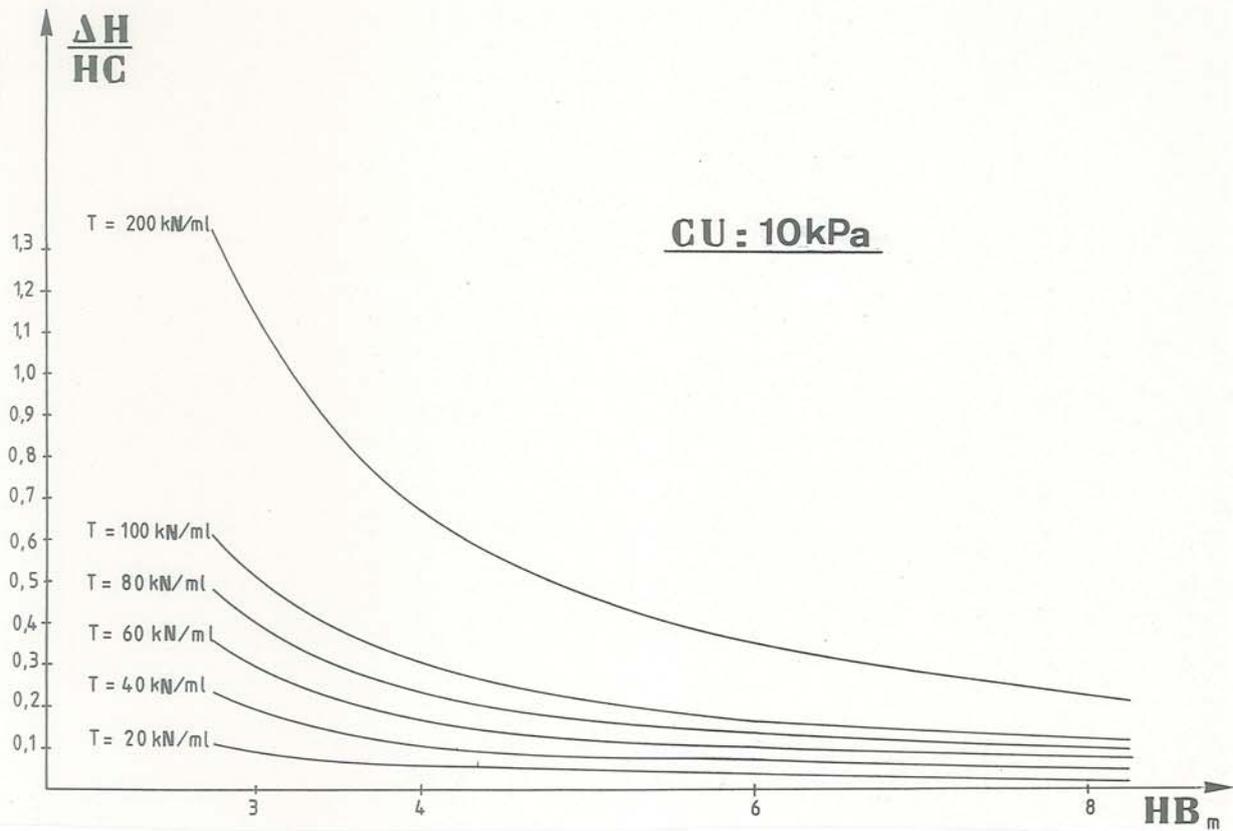


Fig. E57 : Remblai sur sol compressible renforcé : gain relatif de hauteur en fonction de la tension maximale mobilisée T , à cohésion C_u fixée

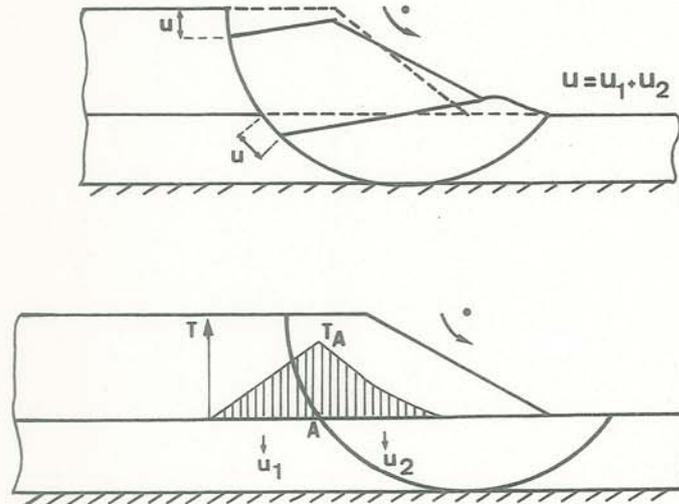


Fig. E58 : Evaluation du décrochement en tête du remblai renforcé à sa base par un géotextile

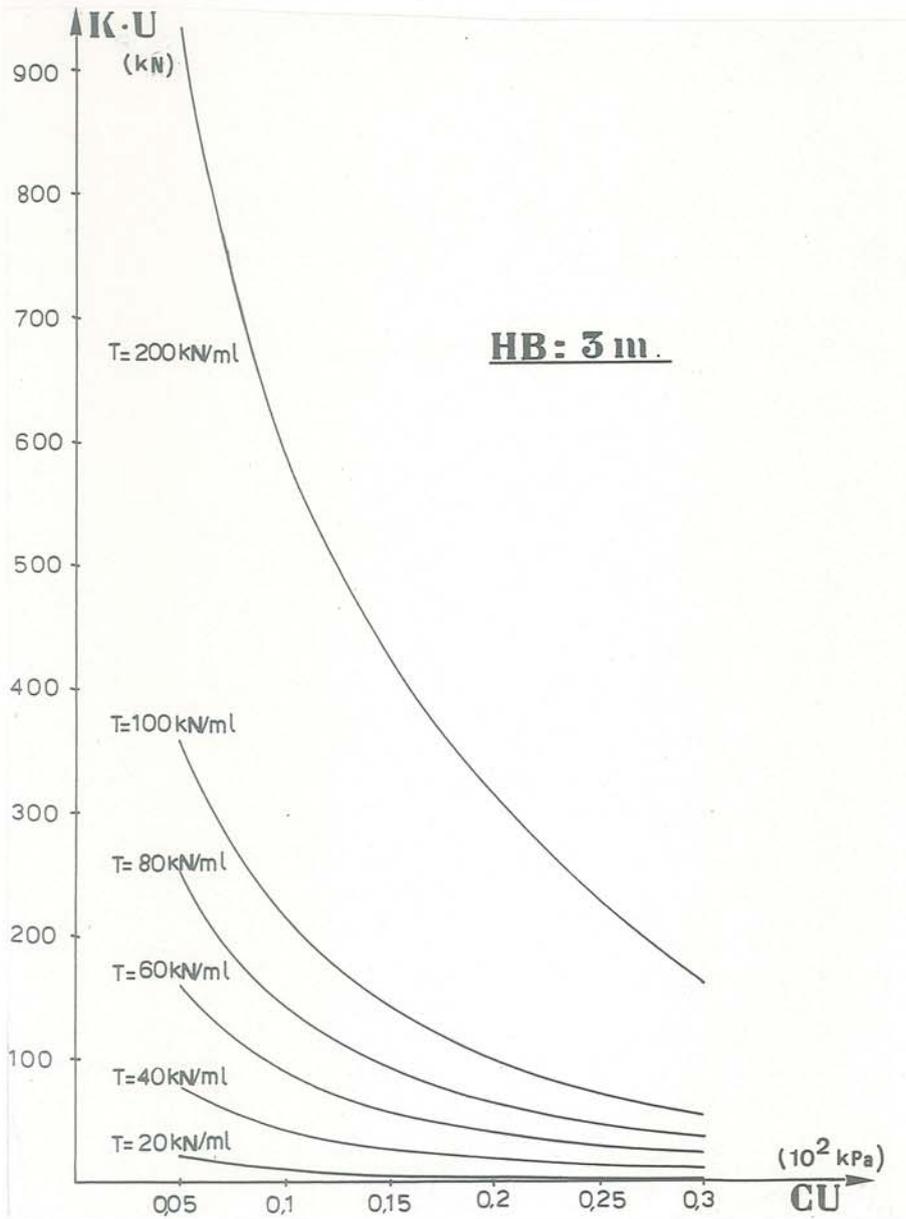


Fig. E59 : Variation du décrochement u en tête du remblai renforcé, sur sol compressible, en fonction du module du géotextile

E.VI - MODELISATION DES SOLS RENFORCES ET SIMILITUDE

L'extrapolation à un ouvrage réel des résultats obtenus sur modèle réduit tels que ceux obtenus en partie F de ce mémoire, nécessite la connaissance :

- * des lois de comportement qui régissent le système étudié, c'est ce que nous venons d'analyser ci-dessus.
- * des conditions de la transposition de ces lois d'une échelle à l'autre.

Nous noterons avec l'indice R les paramètres du modèle réel, et sans indice les paramètres du modèle réduit. On définit ainsi l'échelle du modèle :

$$\frac{1}{L^*} = \frac{L}{L_R}$$

L paramètre définissant une longueur

Pour les déformations $\epsilon = \Delta L/L$, on obtient :

$$\{22\} \epsilon^* = \epsilon_R / \epsilon = 1$$

E.VI. 1 - CONDITIONS DE SIMILITUDE DES MATERIAUX :

Nous considérerons l'hypothèse classique de l'égalité des poids volumiques pour les deux modèles.

$$\gamma^* = \gamma_R / \gamma = 1$$

Nous obtenons, pour les contraintes

$$\sigma = \gamma \cdot L$$

$$\{23\} \sigma^* = \gamma^* \cdot L^* = L^*$$

Les contraintes seront donc dans le rapport des échelles.

Comme nous nous intéresserons essentiellement au comportement en grandes déformations, nous devons vérifier la similitude des comportements à la rupture :

Pour des matériaux coulombiens

$$\tau_{\max} = C + \sigma_N \cdot \text{tg } \phi \quad \text{avec} \quad \tau_{\max}^* = \sigma_N^* = L^*$$

on obtient :

$$\{24\} \text{tg } \phi^* = \text{tg } \phi_R / \text{tg } \phi = 1$$

$$\{25\} C^* = C_R / C = L^*$$

Les cohésions seront dans le rapport des échelles.

En ce qui concerne le comportement en petites déformations, il faudrait vérifier, en supposant le comportement élastique linéaire :

$$\{26\} E^* = E_R / E = \sigma^* = L^*$$

$$\nu^* = 1$$

E.VI.2 - CONDITIONS DE SIMILITUDE DU GEOTEXTILE :

Le comportement en traction d'un géotextile est schématisé par :

$$T = K \cdot \epsilon \quad (\text{force par unité de largeur})$$

$$\{27\} T^* = \sigma^* \cdot L^* = (L^*)^2 \quad \text{d'où}$$

$$\{28\} K^* = (L^*)^2$$

Les modules de déformation plane des géotextiles devront être pris dans le rapport du carré des échelles.

Toute expérience sur modèle réduit utilisant le même géotextile que sur modèle réel, prête au géotextile une rigidité qu'il sera loin de montrer in situ.

Si l'expérience doit être poursuivie jusqu'à la rupture du textile, on devra, d'après {27} vérifier

$$\{27'\} T_R^* = (L^*)^2$$

Or en première approximation, pour des géotextiles de même fabrication, module K et tension de rupture T_R sont proportionnels à la masse surfacique du géotextile, μ . Les masses surfaciques devront donc être choisies dans le rapport du carré des échelles :

$$\{29\} \mu^* = (L^*)^2$$

E.VI.3 - CONDITIONS DE SIMILITUDE SUR LES LOIS D'INTERACTION SOL-GEOTEXTILE :

Pour un géotextile au contact d'un matériau pulvérulent, la contrainte tangentielle limite mobilisable par frottement est égale à :

$$\tau_p = \sigma_N \cdot \text{tg } \phi_g \quad \text{d'où}$$

$$\{30\} \text{tg } \phi_g^R / \text{tg } \phi_g = \text{tg } \phi_g^* = 1$$

Cette proposition est compatible avec {24} :

$$f^* = \text{tg } \phi_g^* / \text{tg } \phi^* = 1$$

Pour un géotextile au contact d'un matériau cohérent, la contrainte tangentielle limite mobilisable par adhérence est égale à :

$$\tau_p = C_g \quad \text{d'où}$$

$$\{31\} C_g^R / C_g = C_g^* = L^*$$

Cette proposition est compatible avec {25} :

$$C_g^* / C^* = 1$$

à condition de se situer à un niveau de contrainte $\sigma_N > \sigma_C$ (E.III.3.3).

Si nous considérons, comme précédemment, la loi d'interaction :

$$\tau = \alpha \cdot u \quad u < u_p$$

$$\tau = \tau_p \quad u \geq u_p$$

nous devons, en plus des conditions sur C_g et ϕ_g , vérifier les conditions :

$$u_p^* = L^* \quad \text{d'où, avec } \tau_p^* = L^*$$

$$\alpha^* = \tau_p^* / u_p^* = 1$$

Les diagrammes du comportement en interaction sol-géotextile

$$(\tau / \sigma_N) = f(u/L)$$

devront être confondus, quelle que soit l'échelle.

L est une caractéristique de l'échelle du modèle et $\sigma_N^* = L^*$.

Nous montrons, à titre d'exemple, qu'à faible niveau de contrainte, il existera un certain écart entre les comportements en interaction à deux échelles différentes :

(fig. E60) :

$$\begin{array}{llll} \text{frottement } \sigma_N = 2,6 \text{ kPa} & L & \phi & \\ \sigma_N^R = 7,8 \text{ kPa} & L^R = 3.L & \phi^R = \phi & \\ & L^* = 3 & & \end{array}$$

(fig. E61) :

$$\begin{array}{llll} \text{adhérence } \sigma_N = 10 \text{ kPa} & L & C & \\ \sigma_N^R = 30 \text{ kPa} & L^R = 3.L & C^R = 3 C & \\ & L^* = 3 & & \end{array}$$

Nous avons pu considérer le même géotextile aux deux échelles différentes (ce qui nous permettrait d'obtenir la même qualité de contact) puisque, le géotextile étant sur "plan adhérent", le module K de déformation n'intervenait pas.

La prise en compte des déformations étant fondamentale lors de l'étude d'un problème de sol renforcé par géotextile, on veillera à vérifier le plus correctement possible, en similitude, le comportement en interaction.

Par ailleurs nous avons pris la précaution de signaler que nous ne considérerions pas les problèmes de rupture localisée, liée à une concentration des contraintes. Ces problèmes se situent à l'échelle de la structure fibreuse : la destruction du textile dépendra, quelle que soit l'échelle du modèle, de la valeur absolue des contraintes et des déplacements sol/géotextile, et en ce sens le modèle réduit sera moins agressif pour le géotextile que le modèle réel (poinçonnement, déchirure, abrasion).

On peut à ce sujet se référer au paragraphe E.III.3.1 où en essai de frottement, nous avons observé des déchirures pour $\sigma_N > 50 \text{ kPa}$.

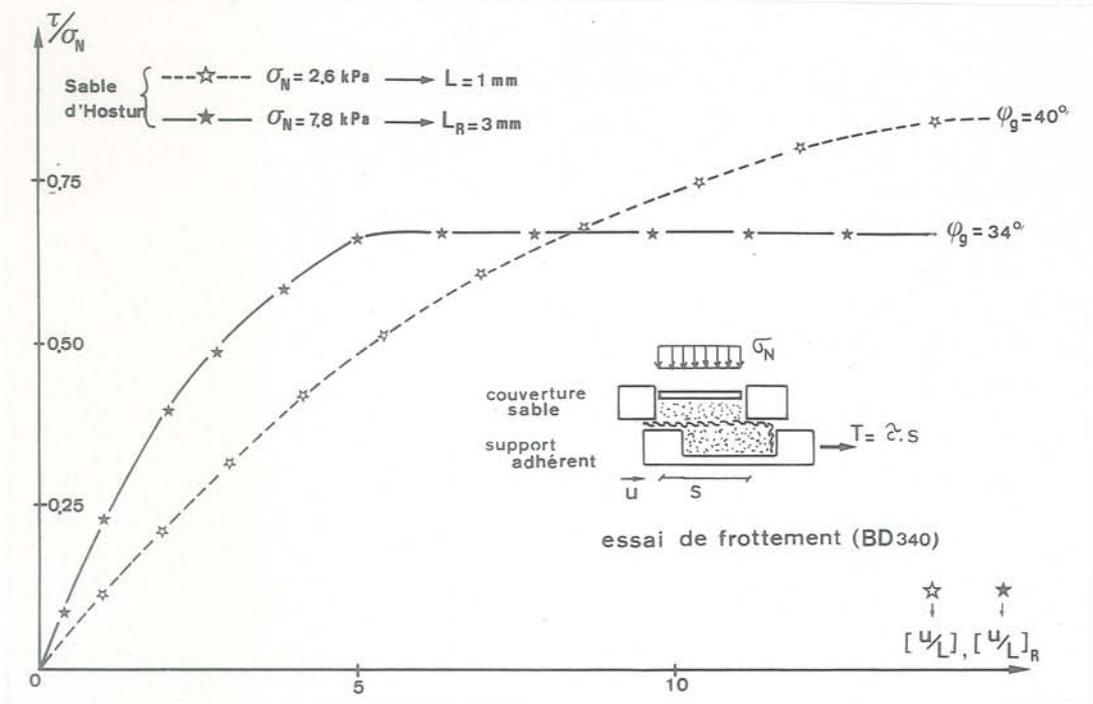


Fig. E60 : Respect de la loi de frottement en similitude

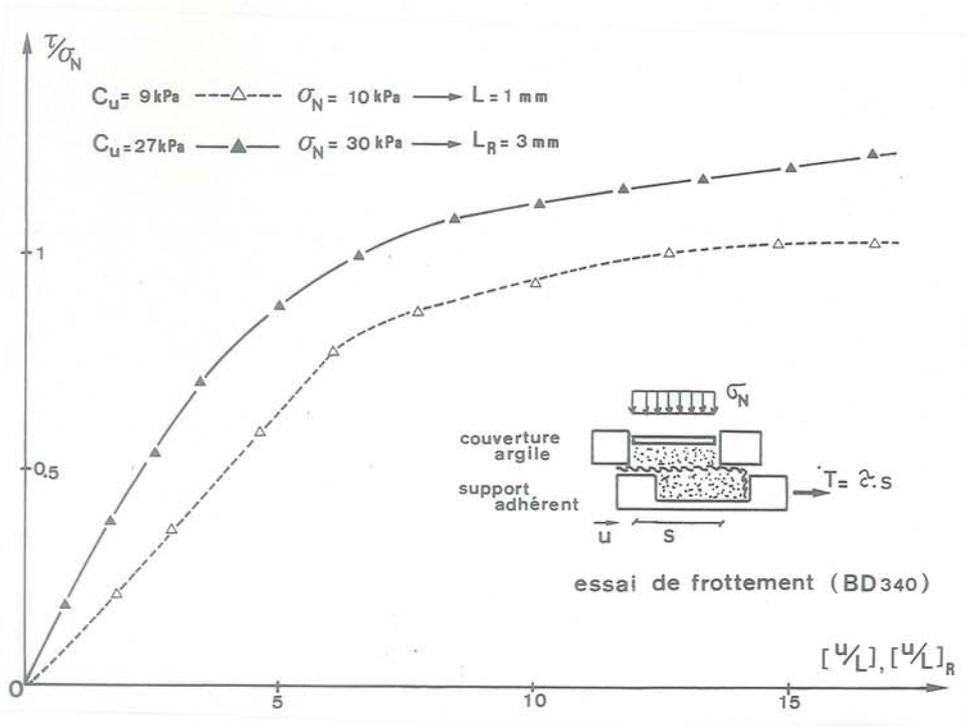


Fig. E61 : Respect de la loi d'adhérence en similitude

F - SOL BICOUCHE RENFORCE PAR GEOTEXTILE

F.I.	: MODELISATION	
	F.I.1.	: THÈME GÉNÉRAL..... 152
	F.I.2.	: PRÉSENTATION DU MODÈLE..... 153
	F.I.3.	: SOLS ET GÉOTEXTILES TESTÉS..... 154
	F.I.4.	: CHARGEMENT DU SOL BICOUCHE..... 158
F.II.	: BICOUCHE SOL PULVERULENT SUR SOL COHERENT NON RENFORCE	
	F.II.1.	: COMPORTEMENT GÉNÉRAL EN POINÇONNEMENT..... 159
	F.II.2.	: EXPÉRIMENTATION IRIGM : POINÇONNEMENT QUASI-STATIQUE, 161
	F.II.3.	: RELATION PRESSION PORTANTE - ENFONCEMENT..... 163
F.III.	: EXPERIMENTATION SUR SOL BICOUCHE RENFORCE - CHARGEMENT QUASI-STATIQUE	
	F.III.1.	: EFFET MEMBRANE ET EFFET RÉPARTITEUR DU GÉOTEXTILE.... 165
	F.III.2.	: INFLUENCE DES PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES ET GÉOTECHNIQUES 166
	F.III.3.	: INFLUENCE DES PARAMÈTRES PROPRES AU GÉOTEXTILE..... 170
F.IV.	: FONCTIONNEMENT THEORIQUE D'UN GEOTEXTILE	
	F.IV.1.	: EFFET RÉPARTITEUR..... 174
	F.IV.2.	: EFFET MEMBRANE PLAN..... 175
	F.IV.3.	: EFFET MEMBRANE AXISYMÉTRIQUE..... 179
	F.IV.4.	: COMPARAISON DES EFFETS MEMBRANE PLAN ET AXISYMÉTRIQUE 181
	F.IV.5.	: COMPORTEMENT GLOBAL EN MEMBRANE AVEC ANCRAGE GLISSANT 182
F.V.	: VALIDITE DU MECANISME DE RENFORCEMENT PROPOSE : COMPARAISON THEORIE-EXPERIENCE	
	F.V.1.	: RENFORCEMENT PAR UN TISSÉ..... 188
	F.V.2.	: RENFORCEMENT PAR UN NON-TISSÉ..... 189
	F.V.3.	: INFLUENCE DES PARAMÈTRES GÉOMÉTRIQUES ET GÉOTECHNIQUES DU BICOUCHE..... 191
F.VI.	: POINÇONNEMENT STATIQUE D'UN MODELE DE CHAUSSEE SUR CAVITE KARSTIQUE	
	F.VI.1.	: ÉTUDE THÉORIQUE DU COMPORTEMENT EN MEMBRANE..... 193
	F.VI.2.	: ÉTUDE EXPÉRIMENTALE BIDIMENSIONNELLE..... 196
F.VII	: SOL BICOUCHE RENFORCE : CHARGEMENT CYCLIQUE	
	F.VII.1.	: RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX..... 203
	F.VII.2.	: CRITÈRE DE FATIGUE DES CHAUSSÉES..... 210
	F.VII.3.	: APPROCHE THÉORIQUE DU FONCTIONNEMENT CYCLIQUE EN MEMBRANE..... 212
F.VIII	: CHARGEMENT PAR UN DOUBLE POINÇON	
	F.VIII.1.	: APPROCHE THÉORIQUE DE L'INTERACTION ENTRE 2 CHARGES.. 216
	F.VIII.2.	: ESSAIS GRANDEUR NATURE SUR CHAUSSÉES..... 220
F.IX	: CONCLUSIONS SUR LE RENFORCEMENT DES SOLS	

F - SOL BICOUCHE RENFORCE PAR GEOTEXTILE

L'étude présentée ici est le bilan des recherches entreprises depuis quatre ans sur le problème du renforcement des chaussées construites sur sol peu porteur (Delmas -(5)- Matichard -(19)- Perrier -(27)-) à l'Irigm. Cette application des géotextiles est intéressante à plus d'un titre :

D'abord, il s'agit sans doute de l'application des textiles en Génie Civil qui a le plus contribué au développement initial de cette technique (Leflaive et al -(15)-) : de plus en plus les concepteurs sont confrontés au problème de franchissement de zones difficiles. On interdit aux infrastructures routières nouvelles les sols de bonne qualité réservés à l'habitat et à l'agriculture. Restent les zones à risques, sol mou ou compressible, massifs karstiques.

Le problème est à ce point d'actualité que, ces dernières années, le Waterways Experiment Station aux USA -(37)- et les Laboratoires des Ponts et Chaussées, en France -(23, 18)- ont réalisé des planches d'essai, en vraie grandeur. L'utilisation comparative de différents textiles a ainsi permis de montrer qu'une nappe placée entre la couche de forme et le sol peu porteur pouvait jouer un rôle non seulement anticontaminant, mais aussi de renforcement.

Pendant le mode de renforcement dans ce type d'application est difficile à appréhender :

- * les champs de contrainte et de déformation sont très hétérogènes ;
- * la mécanique des sols classique s'adapte mal à un problème en grandes déformations comme celui-ci ;
- * un grand nombre de paramètres, relatifs au géotextile ou au massif de sol, sont susceptibles de varier d'un projet à l'autre.

L'étude de l'influence de tous ces paramètres ne pouvait être réalisée aisément que par une simulation sur modèle réduit. C'est ce que nous présentons ici. Ce fut aussi pour nous l'occasion d'aborder, sur un problème global, le calcul des sols renforcés par géotextile, dont nous avons montré les particularités en Partie E.

F.I - MODELISATION

F.I.1 - THEME GENERAL

Nous avons abordé le cas d'une chaussée sur sol mou et sur sol karstique. Dans chacun de ces deux problèmes, l'étude a été poursuivie jusqu'à de grandes déformations du modèle. Nous avons en effet considéré que :

- * dans le cas des *chaussées provisoires* sur sol mou, on est souvent amené à poursuivre le trafic jusqu'à des ornierages importants de la structure.
- * dans le cas des *chaussées sur sol karstique*, un effondrement de la voute surmontant une cavité incluse dans le massif de fondation entrainera des tassements importants en surface. D'un point de vue économique, il n'est pas actuellement envisageable de considérer des armatures textiles effaçant presque totalement l'effet de l'effondrement. Il ne s'agit actuellement que de diminuer les tassements de surface, et d'éviter les dangereux décrochements de la couche de forme en obtenant grâce au renforcement une variation continue de la déflexion entre les deux bords de l'effondrement.

La simulation a nécessité la simplification des conditions d'essai (fig F1) :

- le problème a été ramené en déformation plane, hypothèse qui nous semble la plus justifiée lorsqu'on considère dans la réalité l'ornierage créé par un camion qui se déplace. On considérera que l'effet tridimensionnel (longitudinal) est négligeable à partir de quelques passages si la circulation est alternée.
- schématisation de la structure de la chaussée provisoire par un bicouche sol pulvérulent sur sol cohérent.
- les passages répétés de charges (camions) sont simulés par un chargement triangulaire répété (fig F2).
- la cavité karstique a été simulée par une voute circulaire.

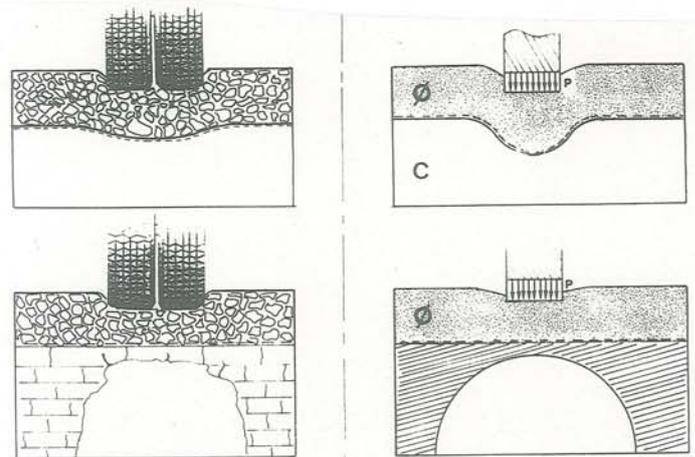


Fig F1 : Simulations envisagées

Nous avons étudié dans un premier temps sur modèle le poinçonnement quasi statique d'un bicouche renforcé par géotextile afin de comprendre le mécanisme de fonctionnement et l'influence d'un géotextile dans un problème de poinçonnement. Les résultats donnés par la théorie des membranes ont été comparés aux résultats expérimentaux et un fonctionnement type en a été déduit. Les résultats de poinçonnement quasi statique peuvent également être utilisés dans d'autres problèmes de poinçonnement comme le problème des remblais sur sol mou.

Le cas d'effondrements karstiques constituait un cas exemplaire où le rôle de membrane de géotextile pouvait être clairement mis en évidence. Nous avons donc effectué des essais de chargement par palier d'une structure simulant une cavité karstique et appliqué notre théorie au problème.

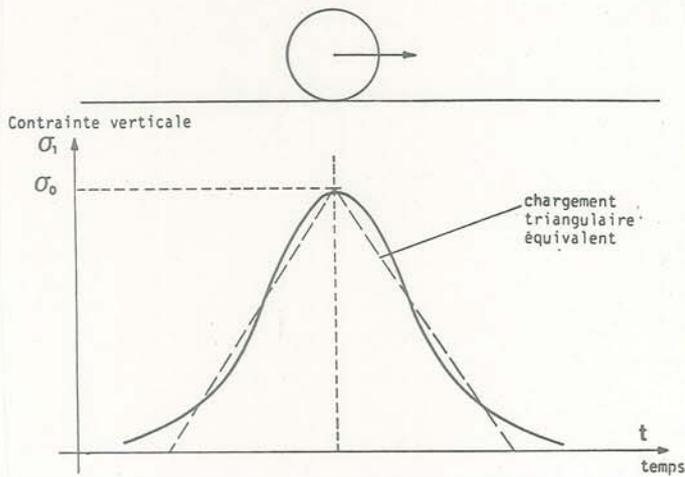


Fig F2 : Forme de la contraînte sous chaussée (d'après BARKSDALE)

Dans un deuxième temps, nous avons étudié sur modèle le comportement d'un bicouche renforcé (tricrouche) soumis à un chargement répété simulant le passage de véhicules.

Cette étude expérimentale sur modèle a été menée comparativement à une étude grandeur nature entreprise près de Nancy par M. Delmas au Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Nancy.

Le double but de ce vaste programme de recherche est de :

- proposer un mécanisme de fonctionnement réaliste des ouvrages en sols renforcés,
- permettre dans le cas des chaussées provisoires d'optimiser le choix du géotextile en fonction des données géoniques et de la durée de vie souhaitée de la chaussée.

F.I.2 - PRESENTATION DU MODELE

I.2.1 : La cuve d'essai

Nous disposons d'une cuve d'essai parallépipédique rectangle dont les caractéristiques sont les suivantes (fig F3) :

- $L_c = 2,30$ m
- $l_c = 0,30$ m
- $h_c = 0,75$ m

La paroi frontale avant est en plexiglass, afin de permettre la visualisation des déformations de la structure du bicouche renforcé ou non au cours de l'essai de poinçonnement.

La face avant est amovible et peut être translaturée à l'aide d'un portique.

La plaque de poinçonnement rectangulaire a une largeur $B = 0,15$ m et une longueur égale à la largeur de la cuve $l_c = 0,30$ m. On obtient ainsi un poinçonnement en déformation plane. Sa base en contact avec le sol est en acier rectifié et peut être considérée comme rigide.

I.2.2 : Les systèmes de poinçonnement

Deux types de systèmes de poinçonnement ont été successivement associés au bâti de la cuve précédemment décrite.

2.2.1 : Le poinçonnement quasi statique

Ce poinçonnement est assuré par un vérin mécanique d'une capacité de 100 kN associé à un variateur-réducteur permettant un asservissement en vitesse d'enfoncement de la plaque poinçon. Cet appareillage de poinçonnement était muni d'une plaque d'essai constituée de trois éléments afin de s'abstenir des effets de bords (frottement du sol en écoulement sur les parois).

- une plaque centrale ($0,15$ m x $0,15$ m)
- deux plaques de garde ($0,075$ m x $0,15$ m)

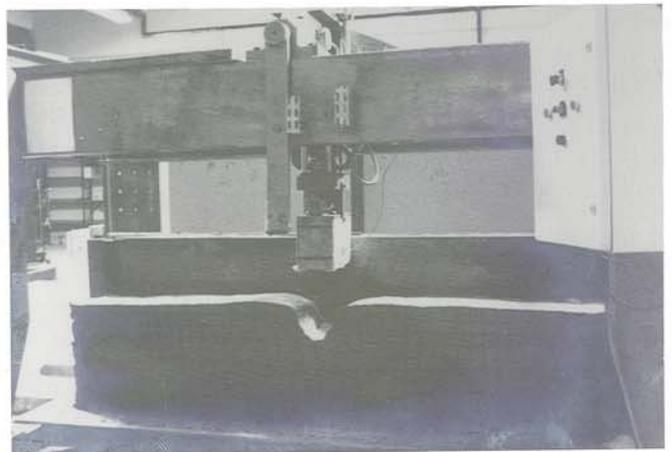
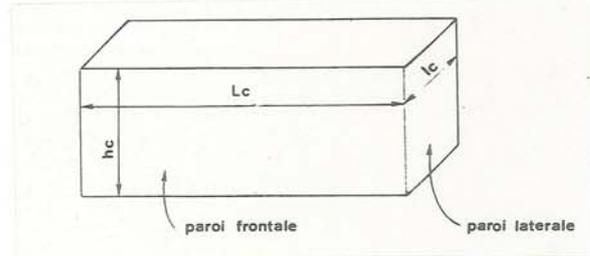


Fig F3 : Vue générale de la cuve d'expérimentation

L'effet de poinçonnement est mesuré à l'aide de deux capteurs forces.

- un capteur de 100 kN mesurant l'effort sur l'ensemble des plaques
- un capteur de 40 kN mesurant l'effort sur la plaque centrale.

L'enfoncement de la plaque est mesuré à l'aide d'un capteur de déplacement du type "capteur inductif".

La description complète de l'appareillage est donnée en référence (Matichard -(19)-).

2.2.2 : Le poinçonnement cyclique ou en palier

Le poinçonnement cyclique ou en palier a été réalisé à l'aide d'un banc d'essai que nous avons conçu pour qu'il réponde aux besoins de nos expériences :

- vitesse d'enfoncement
- pression totale transmissible
- fréquence de poinçonnement

Toutes les conditions, fréquence voisine du Hz, pression voisine de 140 kPa sur la plaque, vitesse d'enfoncement proche de 4 cm/s lors des premiers cycles, nous ont conduits à retenir comme solution une centrale hydraulique avec vérin de 260 mm de course asservie par servo-valve (fig F4).

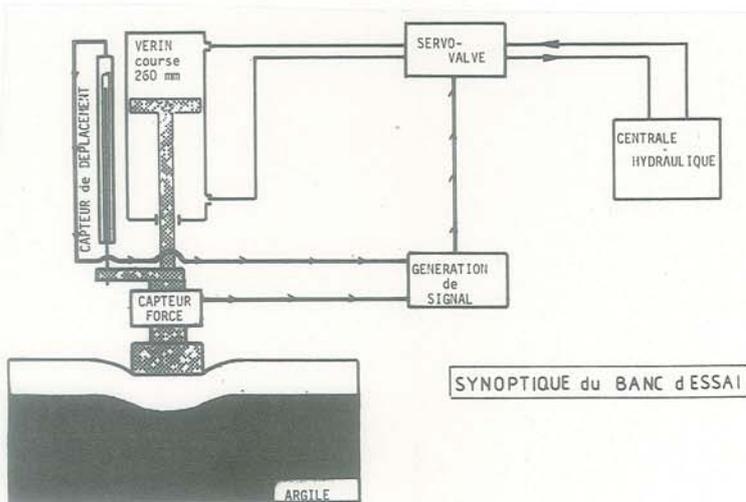


Fig F4 : Bâti de chargement cyclique

La description complète de l'appareillage est donnée en référence (Perrier -(27)-).

I.2.3 : Les systèmes de mesure annexes

Un maximum d'information est recueilli à l'aide d'appareillage annexe, avant, pendant, et après les essais.

Nous avons mesuré la variation d'un certain nombre de paramètres durant les essais de poinçonnement :

* les déplacements verticaux du géotextile et de la surface libre

* les glissements horizontaux de la nappe textile, à l'aide de fils inextensibles fixés sur le géotextile, à son extrémité et à différentes distances du centre de la nappe situé sous le poinçon

* la tension à l'extrémité du géotextile: lors des essais avec géotextile fixé à ses extrémités (parties latérales de la cuve), nous mesurons la tension développée en bout de nappe à l'aide d'un anneau dynamométrique

* les déformations du géotextile :

Avant l'essai, la nappe est quadrillée par un réseau de maille 0,05 m x 0,05 m. Le relevé en fin d'essai du quadrillage permet d'estimer les déformations irréversibles du textile.

Pour permettre d'évaluer les déformations élastiques (les plus importantes pour les tissés) nous avons collé sur les nappes, en trois points caractéristiques, des jauges de grandes déformations (10 % à 20 %). A l'aide d'un pont d'extensométrie, nous pouvons assurer un suivi évolutif des déformations en cours d'essai (Jauges YL 20 TOKKYO SOKKI KON KYOJO).

* les déformations du massif bicouche, d'après photographies prises au travers de la paroi transparente de la cuve, régulièrement en cours d'essai.

F.I.3 - SOLS ET GEOTEXTILES TESTES

I.3.1 : Similitude

Les dimensions du modèle et les caractéristiques mécaniques des matériaux testés devront vérifier les principes de similitude établis en (E VI).

La largeur B de la plaque de chargement de notre modèle impose l'échelle, puisque cette plaque est sensée simuler la double roue d'un camion ($B_R = 0,45$ m).

$$B_R = 0,45 \text{ m} \quad B = 0,15 \text{ m} \quad \frac{B}{B_R} = \frac{1}{L^*} = \frac{1}{3}$$

H, épaisseur de la couche de forme (fig F5) sera choisie telle que :

$$H = H_R/3$$

Il est à remarquer que la hauteur du massif argileux du modèle réduit, $D = 0,45$ m, correspond à une épaisseur $D_R = 1,30$ m de sol compressible, épaisseur courante et importante qui interdit les solutions du type currage.

Les matériaux devront vérifier les conditions suivantes :

$$[E.25] \quad \text{sol de fondation} : C = \frac{C_R}{3}$$

$$[E.24] \quad \text{sol de couverture} : \text{tg}\theta = \text{tg}\theta_R$$

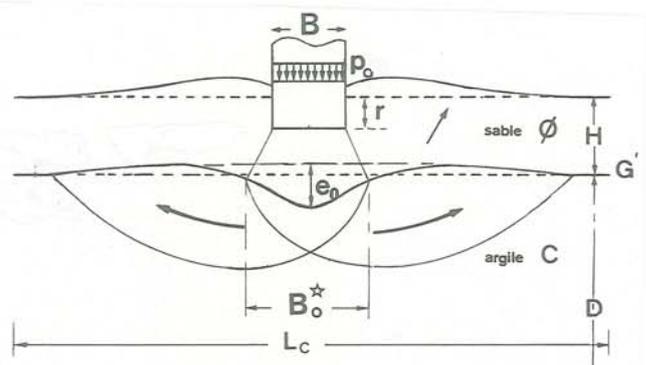


Fig. F 5 : Paramètres du modèle (bicouche non renforcé).

En petites déformations, les matériaux devraient respecter :

$$[E.26] \quad E = \frac{E_R}{3} \quad \nu = \nu_R$$

Le géotextile devra vérifier les conditions suivantes :

$$[E.31] \quad C_g = \frac{C_{gR}}{3}$$

$$[E.30] \quad \text{tg}\theta_g = \text{tg}\theta_{gR}$$

$$[E.28] \quad K = \frac{K_R}{9}$$

I.3.2 : Sol de fondation

Pour simuler le *sol karstique*, nous avons utilisé un massif de polystyrène. Quoique le module élastique du polystyrène ne permettait pas de garantir le respect de la similitude en petite déformations, son comportement fragile a permis de reproduire correctement l'effondrement d'une voute sous l'effet d'un chargement de surface.

Pour simuler le *sol mou*, nous avons utilisé une argile de poterie de la région de Bourg-en-Bresse, que nous avons caractérisée à l'aide de quelques essais simples et classiques de mécanique des sols

- limites d'Atterberg $W_p = 20\%$ $W_L = 53\%$
- Essai Proctor
- I_{CBR} et cohésion non drainée
- Essai scissométrique
- Essai de compression simple

Nous avons comparé ces trois derniers essais entre eux :

A teneur en eau variable, nous avons obtenu une bonne corrélation entre l'essai CBR et l'essai de compression simple :

$$I_{CBR} = C_u / 17$$

Dans le domaine des teneurs en eau que nous avons utilisé, nous avons examiné la sensibilité de la cohésion à une variation de compactage (fig F6) : le sol étant proche de la saturation, on constate une quasi-indépendance de la cohésion vis à vis des conditions de mise en place (indépendance vis à vis du nombre de coups de la dame Proctor).

Les caractéristiques d'essai choisies pour l'argile sont les suivantes :

W%	γ / γ_w	I_{CBR}	C_u (kPa)	ϕ_u°	C_{uR} (kPa)
24	1.92	≈ 1.7	27	0	81
29	1.85	≈ 0.9	10	0	30

Les sols ainsi simulés sont des sols peu porteurs.

La mise en place du massif d'argile se fait, une fois graissées les parois frontales de la cuve, afin de limiter les frottements sol/parois. L'argile malaxée à la teneur en eau désirée est compactée en briques de (0,75 m x 0,30 m x 0,10 m). Un mur est alors monté dans la cuve à l'aide de ces briques dont la cohésion est systématiquement vérifiée au scissomètre.

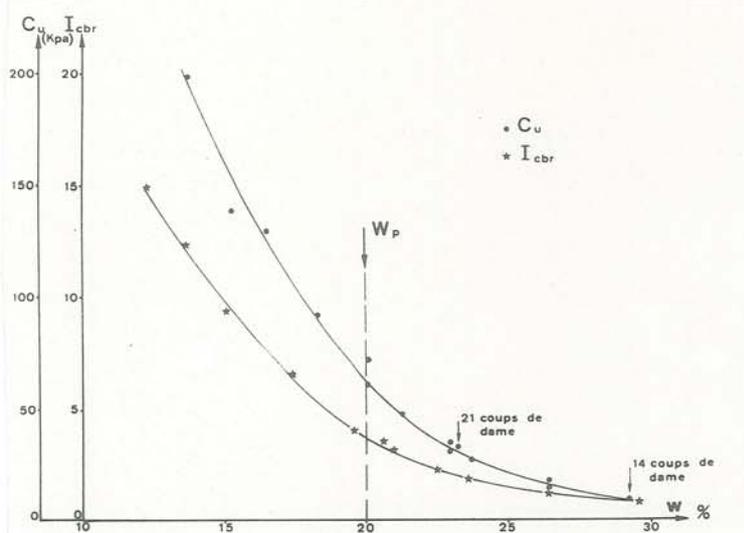


Fig F6 : Evolution des caractéristiques du matériau cohérent en fonction de la teneur en eau

I.3.3 : Sol de couverture

Deux types de sol de couverture ont été employés, un sable et une gravette concassée (fig F7). Dans les deux cas, le sol est simplement déversé dans la cuve d'essai. Les deux matériaux pulvérulents étant de granulométrie étroite, ils sont d'ailleurs peu sensibles au compactage. L'utilisation, dans le domaine des petites déformations, des résultats obtenus dans nos expériences de poinçonnement, demanderait au préalable que la condition ($E = E_R/3$) soit respectée : les modules élastiques de notre modèle réduit nous apparaissent assez faibles, ce qui entraînera une surestimation des tassements de surface, dans la phase initiale de chargement.

Sable d'Hostun

C'est le sable déjà utilisé dans les essais d'ancrage présentés en E IV.

ϕ°	C_{kPa}	γ_d / γ_w	E_{MPa}	$d_{Relative}\%$
34	0	1.55	25	94

C'est un sable moyen de coefficient d'uniformité 1.6.

Le module de Young E a été déterminé en petites déformations à partir d'essais biaxiaux de révolution avec $\nu = 0,3$.

Gravette concassée

Il s'agit d'une grave de rivière concassée et tamisée à 4/10. La courbe granulométrique est très étroite. Son coefficient d'uniformité est de 1.3.

ϕ°	C_{kPa}	γ_d / γ_w	E_{MPa}
48	0	1.40	35

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

NORMES NF X 11.501 NF P 18.304

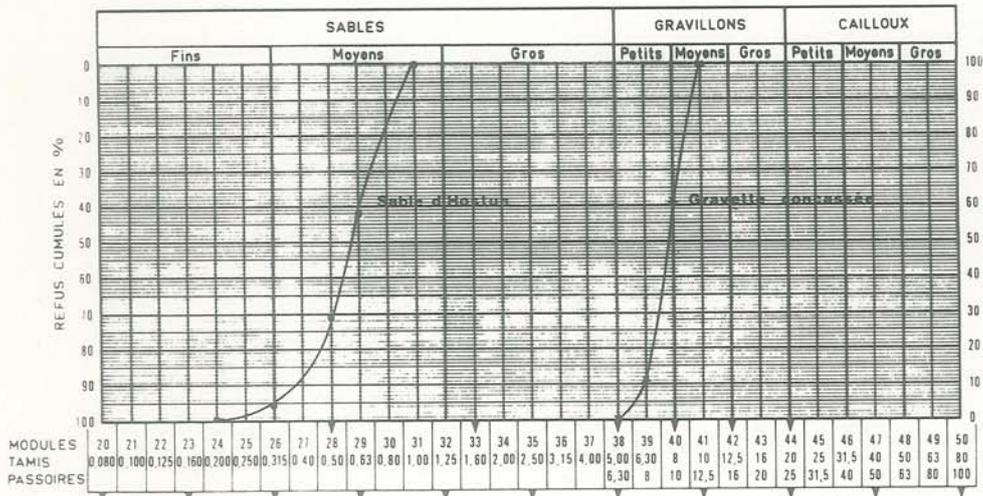


Fig F7 : Courbe granulométrique des matériaux de couverture utilisés

I.3.4 : Géotextile

La condition $K = K_R/9$ est difficile à réaliser.

En effet, si l'on veut garder des propriétés de contact similaires ($\phi_g^* = 1$ et $C_g^* = L^*$), nous devons utiliser une gamme de produits homogènes (par exemple des non-tissés se distinguant uniquement par la masse surfacique). Nous avons montré (E VI.2) que dans ces conditions, on ne pouvait vérifier qu'approximativement $u_p = L^*$, u_p diminuant généralement avec l'augmentation de module, mais augmentant avec l'augmentation de σ_N . u_p diminuerait également avec le passage d'une structure non-tissée (faible module) à une structure tissée de module plus important. Ainsi le produit non-tissé aiguilleté (Rhône Poulenc Fibres) de module le plus faible (BD 150, $K = 20$ kN/ml) utilisé sur le modèle réduit simule un produit BD dont le module serait de 180 kN/ml. Ce produit serait un produit intermédiaire entre le BD 550 ($K = 70$ kN/ml) et le BD rf ($K = 260$ kN/ml).

Comme nous l'avons montré en partie E, le comportement global d'un sol renforcé sera conditionné par le choix du géotextile associé au sol. Nous avons donc expérimenté un grand nombre de structures de renforcement :

- non-tissés . aiguilleté BIDIM
- . thermolié TERRAM
- tissés . laminettes SCOTLAY
- . multi-brins FAGOT SHEET
- . mono-brin R.P.T.
- composites . aiguilleté BIDIM
- renforcé renforcé
- nappes homogènes . aluminium écroui 60/100

Sur la fig F8, nous présentons les essais de traction "bande large" effectués à l'ITF sur la plupart de ces textiles. Les "modules de déformation plane" apparaissant sur le tableau F1 sont les modules sécants (à ϵ_1 fixé), sauf dans le cas des non-tissés aiguilletés pour lesquels il nous a paru logique de considérer le module tangent correspondant à la phase de comportement linéaire, au delà de la phase initiale de réarrangement des fibres (E II.4).

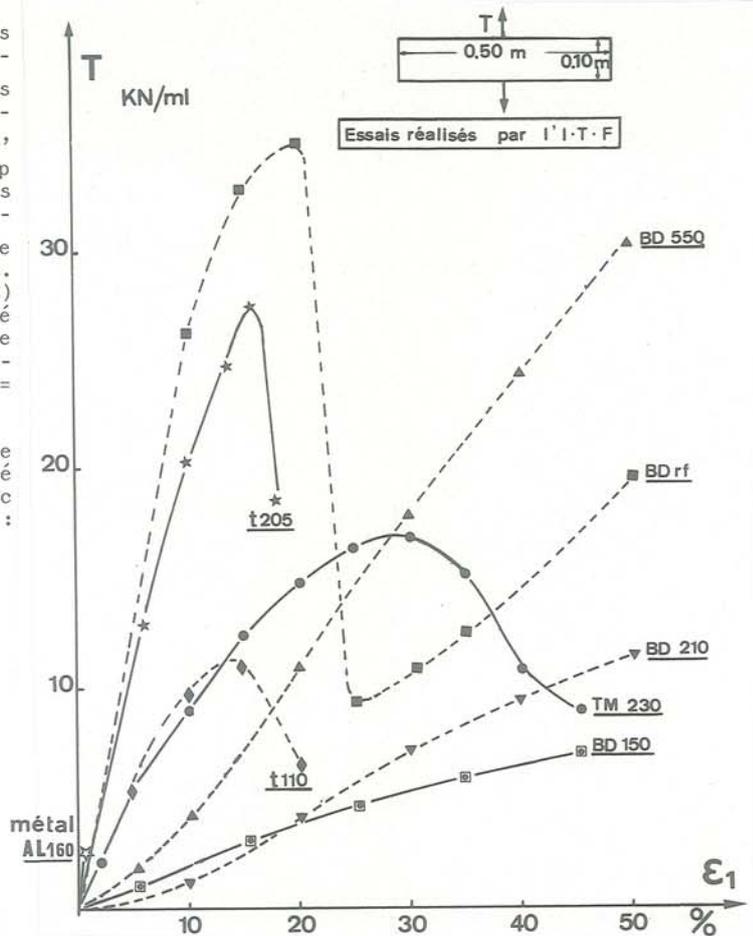


Fig F8 : Essais de traction "bande large" sur les géotextiles renforçant le sol bicouche

De plus, en ce qui concerne les non-tissés aiguilletés, nous avons considéré trois masses surfaciques différentes afin d'avoir des modules K différents mais des produits présentant la même texture (donc en particulier le même frottement de contact μ).

La structure complexe BDrf est un non tissé aiguilleté renforcé par des groupements de fibre polyester continues dans la direction principale de traction.

Le diagramme de traction du tissé t FS 170 est donné en (E.II.3) - (fig. E 25).

Géotextile	Nature	Dénomination I.R.I.G.M.	Masse surfacique μ (g/m ²)	T _r rupture (kN/ml)	ϵ_r rupture (%)	K (kN/ml)
BIDIM U14	non-tissé aiguilleté polyester	BD 150	150	8	50	20
BIDIM U24	"	BD 210	210	12	50	35
BIDIM U64	"	BD 550	550	30	50	70
BIDIM armé 40052	"	BD 500rf	500	35	20	260 (10%)
TERRAM 2000	non-tissé thermolié polypro + polyéthylène	TM 230	230	17	30	85 (15%)
SCOTLAY 110	tissé de bandelettes poly-propylène	t 110	110	11.5	14	100 (14%)
SCOTLAY 205	"	t 205	205	27.5	16	200 (10%)
FAGOT SHEET 75710	tissé multi-brins polyester	t FS 170	170	32	13	250 (13%)
R.P.T. TA 3846	tissé mono-brin polyester	t RP 60	60	10	25	40 (25%)
Aluminium 60/100	aluminium écroui	Al 160	160	2.2	0.11	2000 (0.11%)

TABLEAU F1 : CARACTERISTIQUES DES GEOTEXTILES UTILISES EN RENFORCEMENT DU SOL BICOUCHE

F.I.4 - CHARGEMENT DU SOL BICOUCHE

Les conditions d'essai imposent un état de déformation plane au massif de sol. Rappelons que le respect de la similitude nécessite :

$$[E.23] \quad p = p_R/3$$

entre les pressions appliquées sur le modèle réduit et le modèle réel. Nous avons considéré trois types d'essai :

I.4.1 : Chargement quasi-statique d'un bicouche sol pulvérulent/sol mou

- appareillage - (F I.2.2.1) -

La plaque de largeur B est enfoncée à une vitesse constante ($0,04 \cdot 10^{-3}$ m/s) jusqu'à un orniérage maximum $r = 0,15$ m. ($r/B = 1$).

Ce type d'essai ne correspond pas à des conditions précises réellement rencontrées. Mais il nous a permis d'analyser le comportement global d'un massif renforcé et de proposer un mécanisme de fonctionnement.

I.4.2 : Chargement par palier d'une couche de forme surmontant une cavité karstique

- appareillage (F I.2.2.2) -

La pression p maintenue constante, jusqu'à stabilisation en déformation du système, est équivalente à la contrainte relative au massif de remblai susjacent.

I.4.3 : Chargement cyclique d'un bicouche sol pulvérulent / sol mou

- appareillage (F I.2.2.2) -

Il s'agit de reproduire sur modèle les conditions réelles de sollicitation d'une chaussée subissant le passage répété d'une charge roulante et en particulier les contraintes à l'interface sol de fondation - couche d'appont.

Mis à part le cas de premiers passages, le passage d'une charge roulante entrainera :

- une rupture préférentielle en déformation plane (rupture latérale) sauf lors des freinages et accélérations. L'essai en déformation plane nous paraît donc préférable à l'essai de plaque axisymétrique.

- mais une répartition des pressions dans les trois directions.

Ce qui justifie notre modélisation.

- modèle en déformation plane

- réduction de la pression maximale p_m appliquée cas plan / cas axisymétrique

- mode de chargement tenant compte de la répartition tridimensionnelle en faisant croître et décroître la pression en fonction du temps, c'est-à-dire en fonction du déplacement de la charge (ligne d'influence).

4.3.1 : Pression maximale appliquée p_m

La charge unitaire roulante F correspondant classiquement à la double roue d'un essieu est égale à 6,5 tonnes.

La surface de contact d'une double roue est assimilable à ($B_R = 0,45$ m) - ($l_R = 0,27$ m)). La pression maximale appliquée est donc :

$$p_{mR} = 535 \text{ kPa}$$

La pression correspondante pour le modèle réduit devrait donc être de :

$$p_{mR}/3 = 180 \text{ kPa}$$

Cependant, la condition de déformation plane ne permet la diffusion des contraintes que dans deux directions. Nous avons donc par un calcul en élasticité déterminé la diminution de contrainte sous l'axe de la charge au niveau de l'interface matériau pulvérulent - matériau cohérent que provoquerait une diffusion des contraintes dans les trois directions par rapport à une diffusion dans deux directions seulement. Ce calcul nous a permis de choisir pour p_m la valeur de 140 kPa au lieu de 180 kPa.

4.3.2 : Mode de chargement et fréquence du chargement

Une charge roulante engendre des contraintes σ_z au niveau de l'interface en avant et en arrière du plan xoz (fig F9). Un calcul élastique correspondant à la pression uniforme p_{mR} suivant la surface ($B_R \cdot l_R$) d'un bicouche (E grave / E argile) fixé donne $\sigma_z(x, y, z)$ dans le plan de symétrie $yozy$, au niveau de l'interface ($z = H_R$). On obtient $\sigma_z < 0,10 \sigma_z \text{ max}$ à une distance $y_c = 4,5 H$ de l'axe oz . Nous considérerons donc comme négligeable l'influence de $F = p_{mR} \cdot (B_R \cdot l_R)$ au-delà de $y + 4,5 H$ et par ailleurs nous assimilerons la répartition des contraintes σ_z à une répartition triangulaire entre $y = -4,5 H$ et $y = 4,5 H$ pour $z = H$ (fig F9).

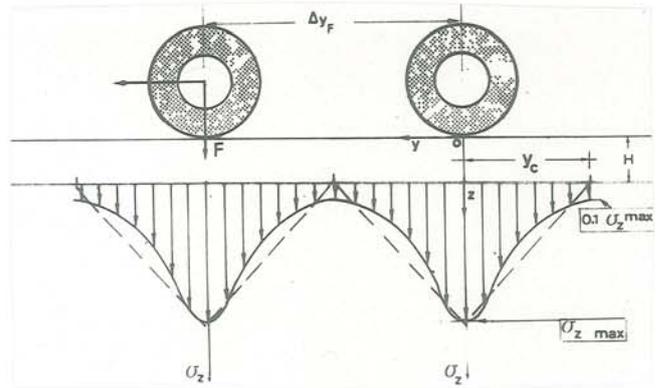


Fig F9 : Définition des paramètres de sollicitation en chargement cyclique

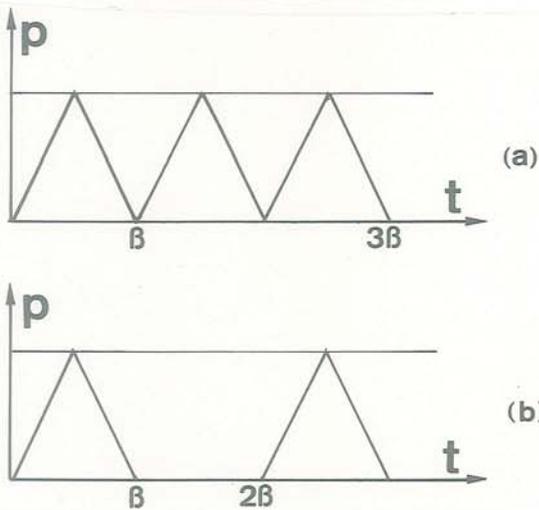
Si maintenant au lieu de se placer sur l'axe oy à charge fixe, on déplace la charge à une vitesse V_R et que l'on observe l'évolution des contraintes σ_z en un point fixe ($z = H_R$, y fixe) on observera une variation triangulaire de la contrainte σ_z en fonction du temps (ligne d'influence). On peut donc déterminer, connaissant la vitesse de déplacement de la charge roulante (V_R) et l'épaisseur de la couche de matériau constituant la chaussée (H_R), le temps pendant lequel en un point donné le passage de la charge aura une influence ($\sigma_z / \sigma_{z \text{ max}} > 0,10$).

$$\beta_R = \frac{2y_c}{V_R} = \frac{9H_R}{V_R}$$

Soit, pour une vitesse de 15 km/h et une chaussée de 0,45 m, un temps β_R de une seconde, c'est-à-dire une fréquence de $f_R = 1$ Hz.

Notre modèle en déformation plane permet donc de simuler les effets d'une charge roulante de 13t / essieu si l'on admet la proportionnalité directe entre la pression appliquée et la contrainte σ_z en un point donné. Le phénomène dynamique réel est sans doute plus complexe, la vitesse liée à l'orniérage pouvant modifier les sollicitations de la chaussée. Nous considérerons, quant à nous, le chargement comme indépendant du point de mesure en y et de l'orniérage. Il suffit alors d'appliquer un chargement triangulaire, de pression maximale p_m correspondant à la pression p_{mR} de la double roue et sur un temps $\beta = \beta_R$ fonction de la vitesse de circulation V_R .

Deux types de chargement peuvent être alors envisagés (cf ci-dessous), l'un avec un temps de repos entre deux chargements successifs (b) et l'autre sans temps de repos (a). Nous avons choisi le chargement (a) correspondant au passage de deux essieux séparés par une distance de $2y_{cR} = 9 H_R = 4,05$ m, valeur qui correspond à un trafic plus dense qu'un train continu de camions dans la réalité. On devra cependant se poser la question de l'importance de ce temps de repos entre les chargements. Des essais grandeur nature (L.R. Nancy) semblent montrer que l'accélération des cadences de passage des camions accélère l'orniérage: Le temps de repos permet une dissipation des surpressions interstitielles dans le sol compressible et permet une relaxation du géotextile. Une étude ultérieure de l'influence de ce paramètre sera entreprise par Riondy, à l'Irigm.



Diagrammes de chargement envisagés

4.3.3 : Similitude des sollicitations exercées sur le géotextile

Les efforts de tension dans le géotextile seront dans le rapport du carré des échelles si tous les principes de similitude sont par ailleurs vérifiés. On ne pourra donc obtenir de ruptures du géotextile par traction en modèle réduit, de façon analogue au cas réel, que si les tractions à la rupture vérifient :

$$T_r = T_{rR}/9$$

D'autres phénomènes réels, déjà signalés en (E VI.3) ne pourront être pris en compte par notre modèle.

Un grand nombre d'entre eux sont liés à l'hétérogénéité des matériaux qui forment le sol de fondation (Leflaive -(16)-).

Sur chantier les risques de rupture localisée sont nombreux : soit ceux dus à la présence d'une poche de sol très mou, soit au contraire ceux dus à la présence de points durs (le massif de sol de fondation de notre modèle réduit est par contre homogène). Des concentrations de contraintes sur le géotextile en résultent, ce qui risque d'entraîner sa rupture (fig F10). Par ailleurs, l'usure du textile par abrasion est liée à la valeur absolue des contraintes et des déplacements relatifs sol-géotextile et ne peut être respectée sur notre modèle (fig F11).

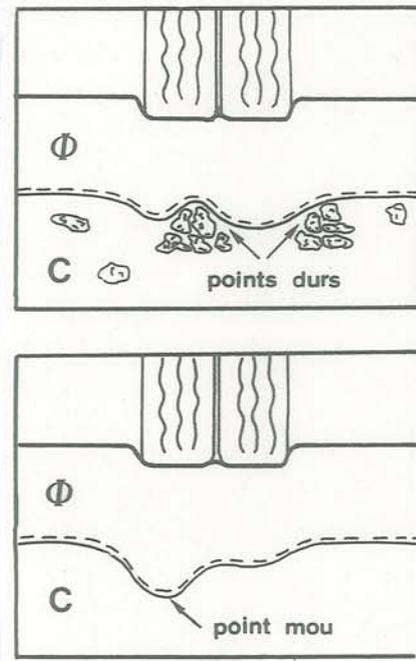


Fig F10 : Risque de rupture localisée du géotextile



Fig F11 : Destruction du géotextile par abrasion

F.II - BICOUCHE SOL PULVERULENT SUR SOL COHERENT NON RENFORCE

F.II.1 - COMPORTEMENT GENERAL EN POINÇONNEMENT

Le problème de la capacité portante d'un tel bicouche a donné lieu à plusieurs études expérimentales ou théoriques :

Meyerhof -(21)- Valsankar et al -(36)- Tcheng -(34)-. Lebegue -(14)- proposent des formulations de la capacité portante, obtenues à partir de travaux expérimentaux. Matichard -(19)- a montré que les résultats obtenus n'étaient pas extrapolables à des bicouches de caractéristiques mécaniques différentes, et que de plus la donnée de la capacité portante était peu significative si l'on ne lui associait pas l'orniérage pour lequel cette valeur "limite" était obtenue, les courbes de portance présentant un pseudo-palier (fig F14).

La méthode d'équilibre limite à ligne de glissement circulaire, proposée par Obin -(26)- est la seule méthode qui a permis, dans le cas de nos expérimentations, de prévoir le mode de rupture préférentiel d'un bicouche, en fonction des caractéristiques mécaniques des sols pulvérulent et cohérent, et de la géométrie du problème (rupture superficielle ou profonde).

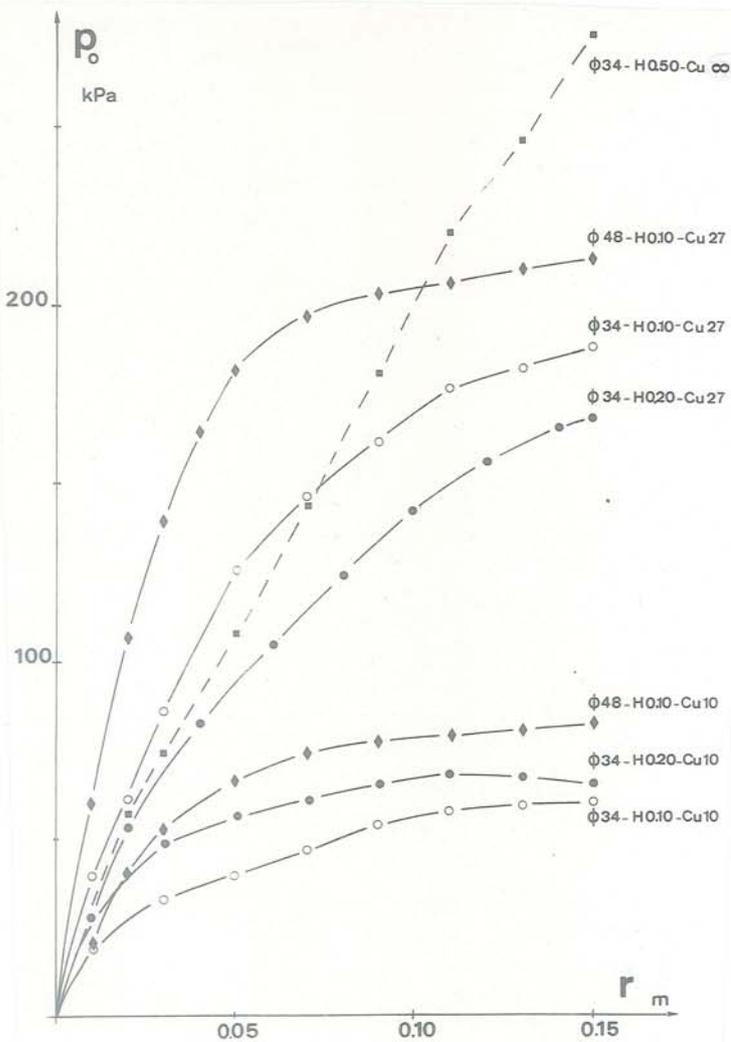


Fig F14 : Diagrammes de poinçonnement de bicouches (sol pulvérulent sur sol cohérent) non renforcés.

ξ_d "angle de diffusion" caractérisera l'"effet plaque" produit par la couche de forme pulvérulente : on considère généralement que la contrainte q_0 à l'interface est uniformément répartie sur la largeur $B_0^* = B + 2Htg\xi_d$. Si p_0 est la contrainte moyenne sous le poinçon, on obtient

$$p_0 \cdot B = q_0 \cdot B_0^* \text{ effet répartiteur des contraintes}$$

Notons, que dans le cas des bicouches renforcés, certains auteurs ont gardé en grandes déformations l'hypothèse d'une répartition des contraintes à l'interface pulvérulent/cohérent en milieu élastique (Niewenhius -(25)- Bourdeau et al -(3)- (fig F13).

La répartition réelle, en grandes déformations, est difficile à évaluer, d'autant plus que l'interface pulvérulente/cohérente prend une forme à forte concavité.

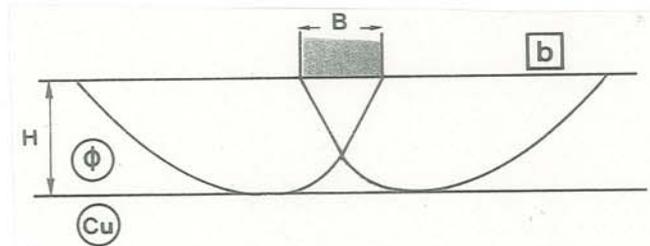
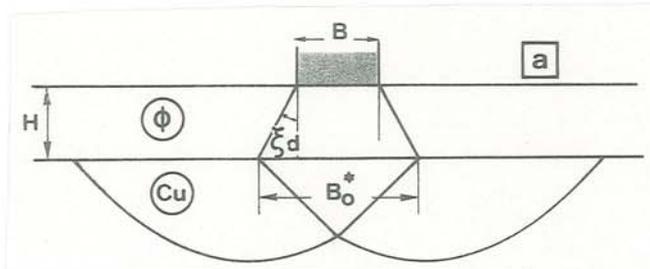


Fig F12 : Rupture profonde (a) et superficielle (b) d'un bicouche

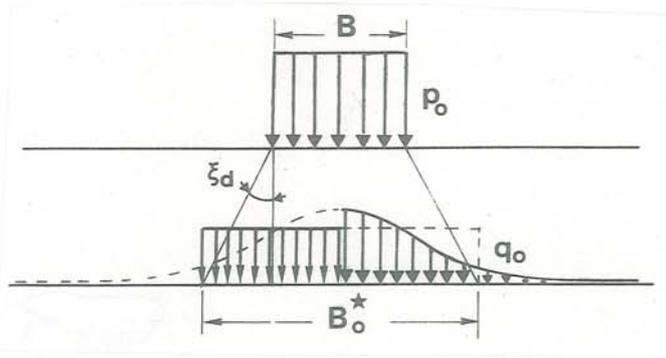


Fig F13 : Hypothèses de répartition des contraintes à l'interface

Nous caractériserons un bicouche par (B, H, \emptyset , C_u) et non seulement par (H/B, \emptyset , C_u) comme le font à tort certains auteurs. Cependant dans le cas de nos expérimentations, B est constant. Il sera par ailleurs plus explicite de remplacer \emptyset et C_u par les pressions limites des couches pulvérulente et cohérente supposées suffisamment épaisses. Soit :

$$p_o^s = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot N_\gamma \cdot B$$

$$q_o^a = (\pi + 2) C_u$$

Nous négligeons l'effet de la surcharge pulvérulente sur la portance de la couche cohérente.

De manière schématique, on conçoit qu'une couche de forme pulvérulente mince (H petit), sur une couche cohérente de faible cohésion C_u , entrainera une *rupture profonde* :

$$(p_o^s / q_o^a) \text{ grand} + H \text{ petit} : \text{rupture profonde}$$

Tandis qu'une couche de forme pulvérulente épaisse (H grand), associée à une couche cohérente raide (C_u grand) entrainera au contraire une *rupture superficielle*. (fig F12) :

$$(p_o^s / q_o^a) \text{ petit} + H \text{ grand} : \text{rupture superficielle}$$

Mais dans un cas intermédiaire, la détermination du mode de rupture est plus complexe : au cours de l'enfoncement, on peut même obtenir successivement une rupture superficielle puis une rupture profonde lorsque la diminution de H due à l'enfoncement du poinçon est suffisante.

F.II.2 - EXPERIMENTATION IRIGM - POINCONNEMENT QUASI-STATIQUE

Les paramètres d'essai prennent les valeurs suivantes :

$$0,05 \text{ m} \leq H \leq 0,20 \text{ m} \quad \text{avec } B = 0,15 \text{ m}$$

Comme il s'agit d'un problème en grandes déformations, nous devons prendre en compte les modifications géométriques dues à l'enfoncement :

L'enfoncement de surface (du poinçon) est appelé "*orniérage* r". L'essai de poinçonnement est poursuivi jusqu'à $r = 0,15 \text{ m}$. On relève la déformée correspondante de l'interface pulvérulent/cohérent d'après photographie et on la caractérise par la "*déflexion*" e_o : c'est le tassement maximum à l'interface, mesuré sauf cas de dissymétrie de l'écoulement plastique du sol de fondation, suivant l'axe du poinçon. Pour des raisons qui seront explicitées en F IV, la *déflexion* est mesurée par rapport au point le plus haut de l'interface déformée. Donc l'origine des e_o est flottante - (fig. F 5).

Le sable et la gravette considérés en (I.3.3) sont associés à l'argile aux deux teneurs en eau considérées en (I.3.2) :

dans le tableau F2, nous avons noté le rapport (p_o^s / q_o^a) des valeurs limites de portance des deux couches, pour les quatre combinaisons possibles des sols pulvérulent et cohérent. Ce rapport sera appelé "*résistance relative*" de la couche de couverture.

Les études de Salençon -(31)- ont montré que la capacité portante d'un monocouche, d'épaisseur limitée, augmentait lorsque son épaisseur H diminuait, à condition que la base soit rugueuse : la *couche de gravette* sera donc dans tous les cas plus portante que la couche d'argile (seul un géotextile rendant l'interface lisse pourrait modifier cette tendance), puisque la pression limite sera supérieure à p_o . Seule une rup-

ture profonde est envisageable. La couche de gravette jouera un rôle de répartiteur des contraintes de poinçonnement.

Par contre dans le cas de la *couche de sable*, seule une épaisseur H faible (plus faible pour $C_u = 27 \text{ ka}$) pourra amener la rupture à être profonde.

TABLEAU F2 : RESISTANCE RELATIVE DE LA COUCHE DE COUVERTURE

(p_o^s / q_o^a)	$\emptyset = 34^\circ$	$\emptyset = 48^\circ$
$C_u = 10 \text{ kPa}$	0,78 (S10)	9,54 (G10)
$C_u = 27 \text{ kPa}$	0,29 (S27)	3,53 (G27)

La figure F14 présente les diagrammes de poinçonnement obtenus pour un certain nombre de bicouches différents : on constate que l'augmentation de l'épaisseur de la couche de sable ($\emptyset = 34^\circ$) augmente la pression portante dans le cas de l'argile très molle ($C_u = 10 \text{ kPa}$) mais par contre la diminue dans le cas de l'argile plus raide ($C_u = 27 \text{ kPa}$).

L'utilisation de gravette en remplacement du sable augmente la portance du bicouche.

L'observation comparative des déformées du bicouche permet d'approfondir la compréhension du comportement en poinçonnement.

* Rupture superficielle

Les conditions (S27) du tableau F2 sont celles qui favorisent le plus une rupture superficielle du bicouche, pour peu que l'épaisseur H soit suffisamment grande (fig F15).

Grâce aux fines couches de sable coloré, on constate en effet une initialisation de la rupture dans la couche pulvérulente : apparition d'un coin rigide sous la fondation et déflexion très faible e_o , de la couche cohérente, en début de poinçonnement. Puis pour de grands orniérages (épaisseur effective pulvérulente $\approx H + e_o - r$ décroissante) la rupture devient profonde.

L'observation comparative des déflexions à l'interface pulvérulente/cohérente (fig F16) montre que, pour $H = 0,20 \text{ m}$, la rupture superficielle retarde nettement le poinçonnement de la couche cohérente ($r \gg e_o$) alors que pour $H = 0,15 \text{ m}$ ce phénomène est beaucoup moins apparent, la rupture passant rapidement au mode "profond".

* Rupture profonde

Pour les mêmes conditions (S27) que précédemment ($\emptyset = 34^\circ$, $C_u = 27 \text{ kPa}$), mais une épaisseur $H = 0,10 \text{ m}$, la rupture est dès le départ profonde comme l'essai, pour $H = 0,15 \text{ m}$ le laissait prévoir.

Comme les conditions (S27) étaient les plus critiques envisagées dans le tableau F2, on en déduit que pour $H = 0,10 \text{ m}$, le bicouche non renforcé est toujours en rupture profonde, quelles que soient nos conditions.

Nous avons comparé les déflexions à l'interface ainsi que les déformations finales du massif (obtenues à partir des déformations d'un quadrillage tracé sur la face frontale du massif) pour trois cas de rupture profonde ($H = 0,10 \text{ m}$), avec une résistance relative (p_o^s / q_o^a) de la couche de couverture croissante (S27 \rightarrow G27 \rightarrow G10 : tableau F2).

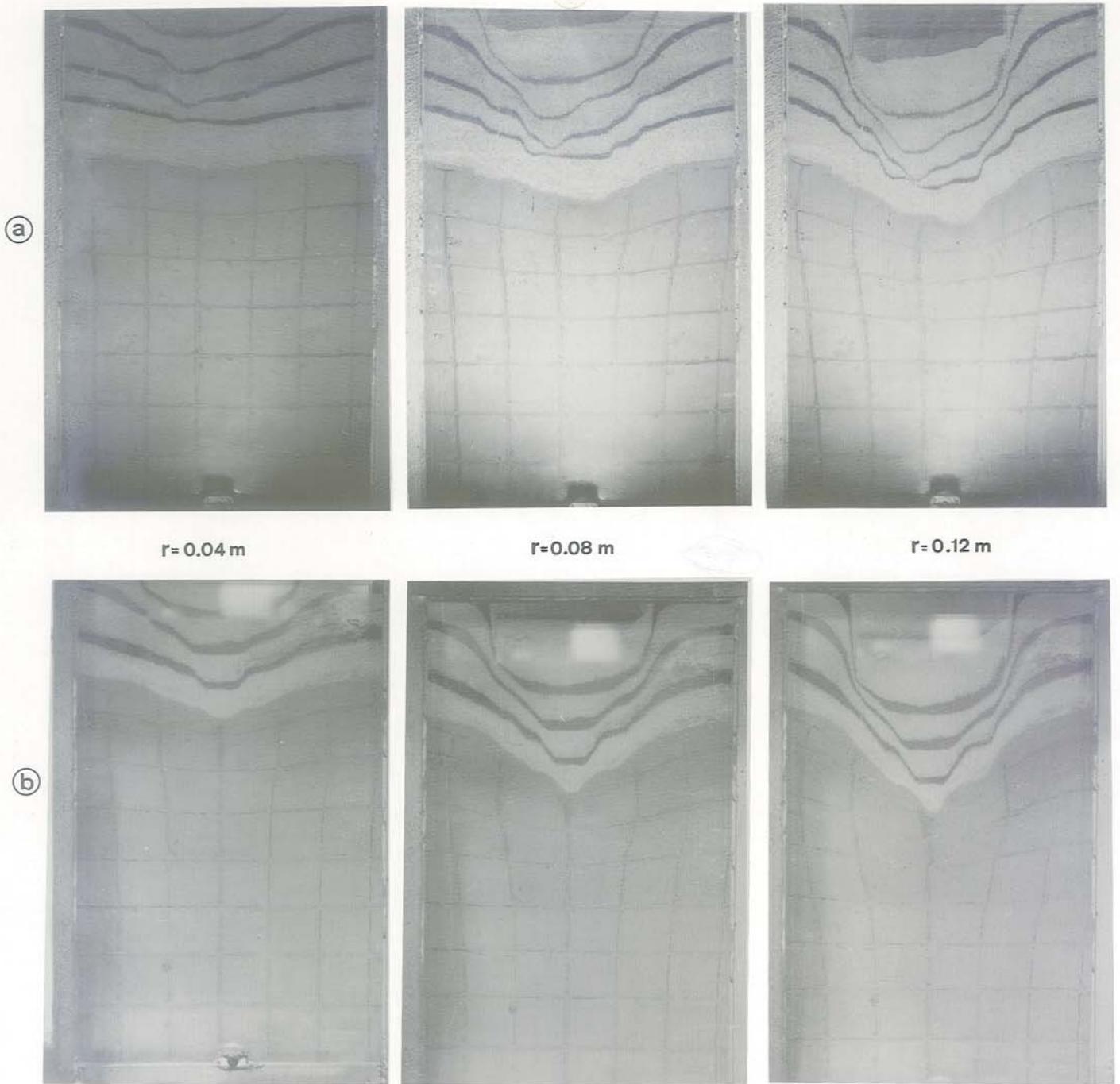


Fig F15 : Poinçonnement du bicouche ($\theta = 34^\circ$, $C_u = 27$ kPa) : cas de rupture initialement superficielle : (a) $H = 0,20$ m (b) $H = 0,15$ m

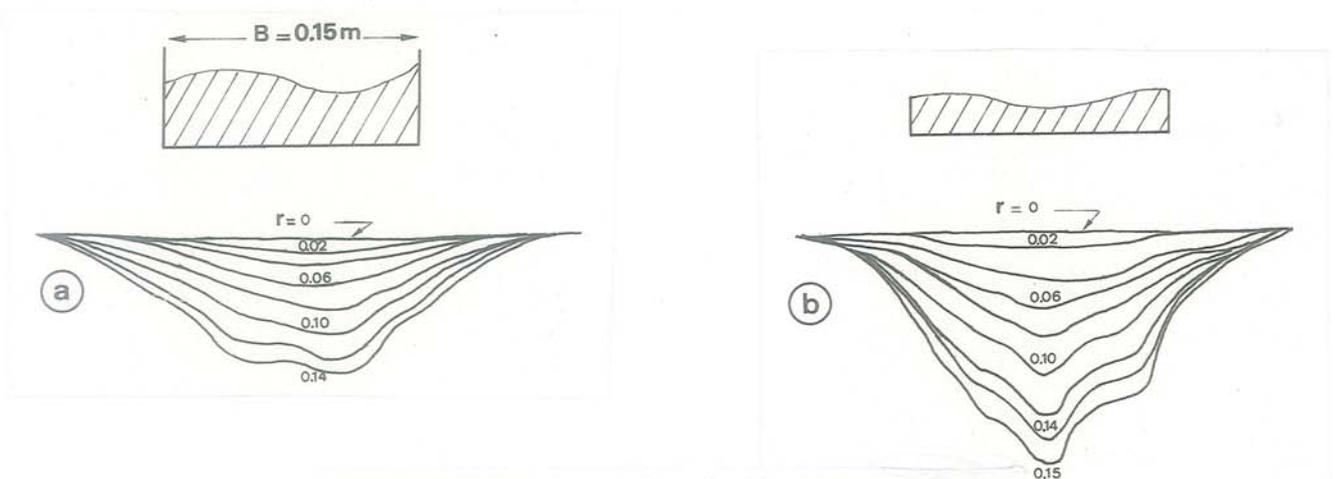


Fig F16 : Poinçonnement de bicouche ($\theta = 34^\circ$ - $C_u = 27$ kPa) Déflexions à l'interface sable-argile : (a) $H = 0,20$ m (b) $H = 0,15$ m

Le relevé des déflexions à l'interface montre que dans les 3 cas, e_0 reste du même ordre et voisin de r ($e_0 < r$ à cause du tassement élastique de la couche de couverture) - (fig F17).

Par contre la largeur de la zone concave de l'interface augmente avec la résistance relative de la couche de couverture. Les déformées du massif le confirment (fig F18) : la zone en écoulement plastique s'étend lorsque la résistance relative de la couche de couverture augmente :

L'"effet plaque" produit par la couche de forme augmente avec la résistance relative de cette couche. Nous quantifierons cet effet par l'évaluation de la largeur fictive B_0^* : nous considérerons que cette largeur correspond à la distance horizontale entre les deux points "symétriques" de la zone concave de

l'interface sous le poinçon, situés à une profondeur $e_0/2$ par rapport au niveau initial de cette interface. C'est aussi pratiquement la distance horizontale entre les deux points d'inflexion limitant la concavité de l'interface. Cette définition sera justifiée théoriquement pour le bicouche renforcé (fig F IV). Cette "largeur fictive" engendre un écoulement plastique du massif cohérent en bon accord avec les relevés expérimentaux de déformations (fig F18) : le volume de sol en mouvement augmente avec B_0^* ; les extrémités de B_0^* , voisines des points d'inflexion de l'interface, sont des noeuds de convergence des lignes de glissement expérimentales. Le paramètre B_0^* trouve de plus sa validité dans le fait qu'il reste pratiquement constant au cours de l'enfoncement (r ou e_0) - (fig F 17).

Nous retiendrons donc les hypothèses suivantes :

rupture superficielle : $e_0 = 0$ pour tout r

rupture profonde : $e_0(r)$ indépendant de B_0^* , à H fixé et donc indépendant de $p_0(r)$

F.II.3 - RELATION PRESSION PORTANTE - ENFONCEMENT

Nous allons appliquer la notion de "largeur fictive" à la détermination des diagrammes pression portante - orniérage r de la fig F14 :

L'observation des déformations du massif donne une estimation de B_0^* pour $H = 0,10$ m et :

- (I) $\phi = 34^\circ$ $C_u = 27$ kPa $B_0^* = B = 0,15$ m
- (II) $\phi = 34^\circ$ $C_u = 10$ kPa $B_0^* = B = 0,15$ m
- (I') $\phi = 48^\circ$ $C_u = 27$ kPa $B_0^* = 0,165$ m
- (II') $\phi = 48^\circ$ $C_u = 10$ kPa $B_0^* = 0,185$ m

Nous supposons la relation $q_0(e_0)$ entre la contrainte à l'interface argileuse q_0 et la déflexion e_0 à cette interface, indépendante de B_0^* , et dépendant uniquement de C_u : c'est l'hypothèse classique de la plasticité, étendue au cas d'une déflexion quelconque e_0 .

* Pour une diffusion nulle des contraintes de poinçonnement ($B_0^* = B$) :

$$q_0(e_0) = p_0(r)$$

avec p_0 pression moyenne au contact du poinçon.

* Pour une diffusion B_0^* , à même orniérage r :

$$q_0'(e_0) \cdot B_0^* = p_0'(r) \cdot B$$

avec l'hypothèse vue ci-dessus : $e_0(r)$ indépendant de B_0^*

$$q_0'(e_0) \cdot B_0^* = p_0'(r) \cdot B$$

avec l'hypothèse vue ci-dessus : $q_0(e_0)$ indépendant de B_0^*

$$q_0(e_0) \cdot B_0^* = p_0'(r) \cdot B$$

$$[1] \quad p_0'(r) = q_0(e_0) \cdot \frac{B_0^*}{B} = P_0(r) \cdot \frac{B_0^*}{B}$$

$p_0(r)$ étant obtenu pour $B_0^* = B$

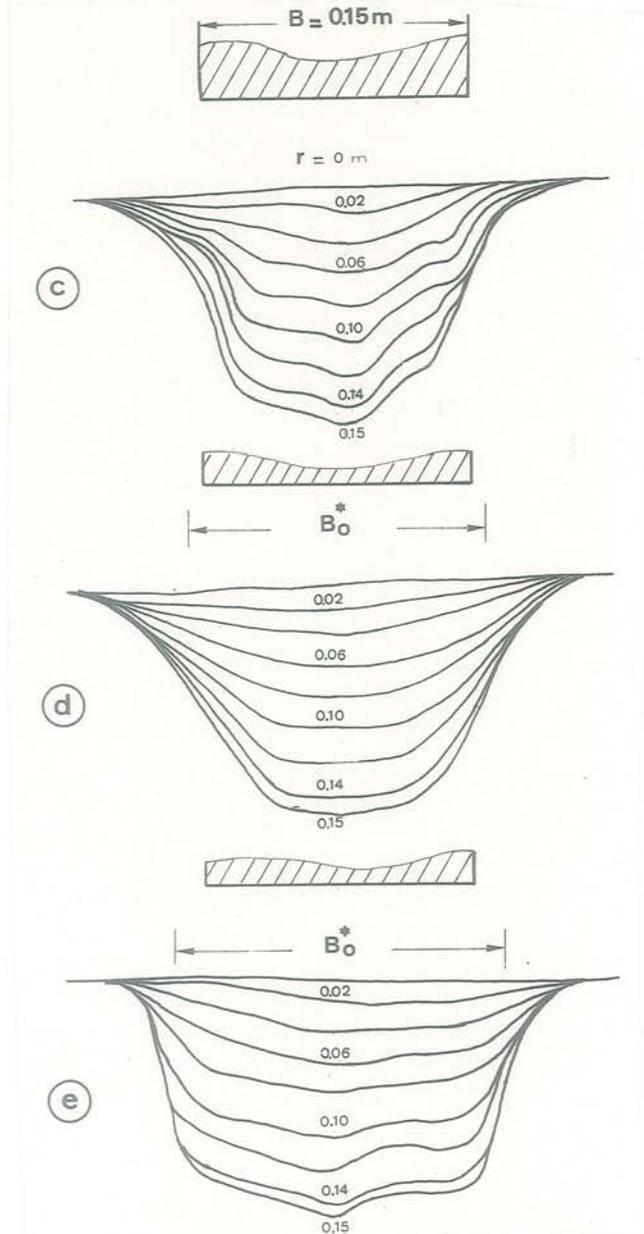


Fig F17 : Poinçonnement de bicouches ($H = 0,10$ m).

Déflexions à l'interface :
 (c) $\phi = 34^\circ$ $C_u = 27$ kPa $\rightarrow S$ 27
 (d) $\phi = 48^\circ$ $C_u = 27$ kPa $\rightarrow G$ 27
 (e) $\phi = 48^\circ$ $C_u = 10$ kPa $\rightarrow G$ 10

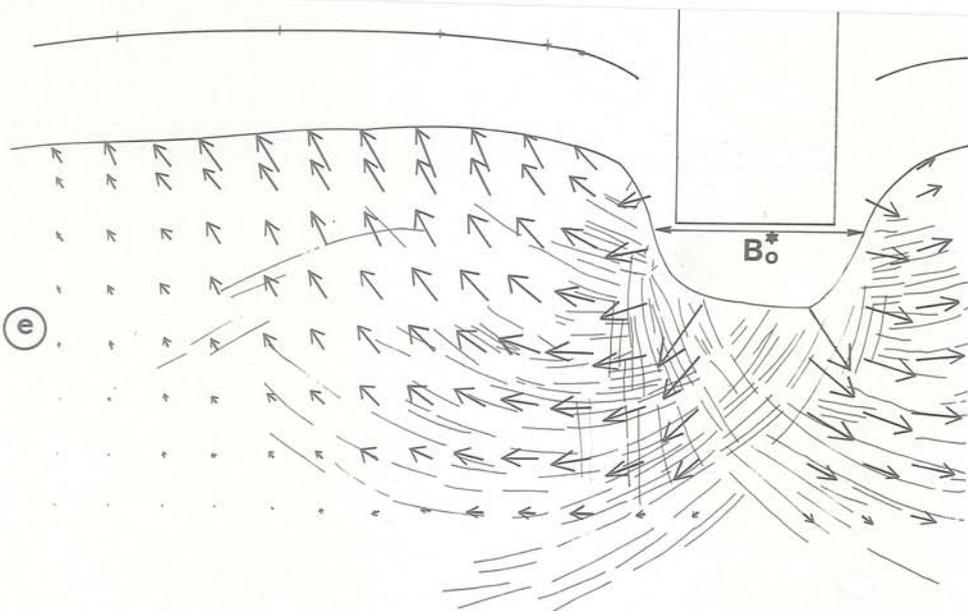
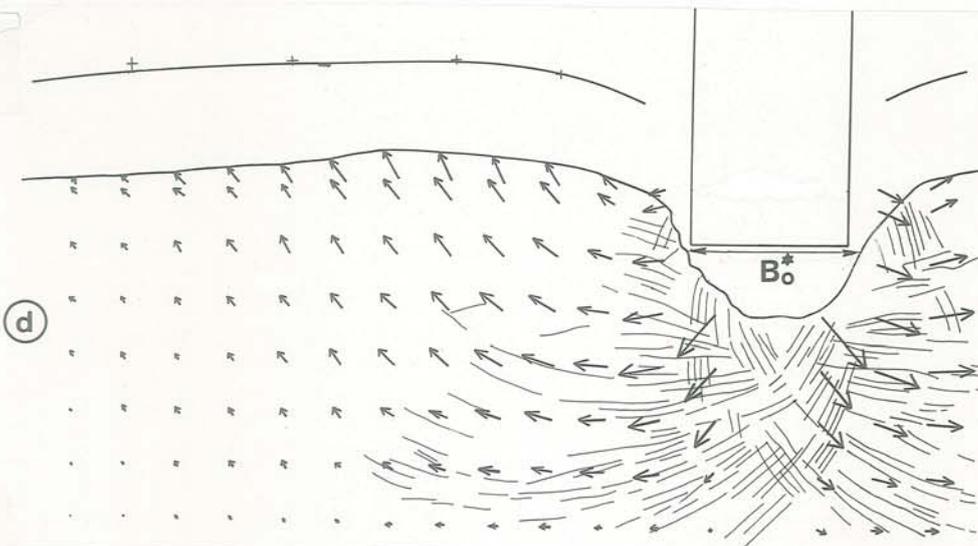
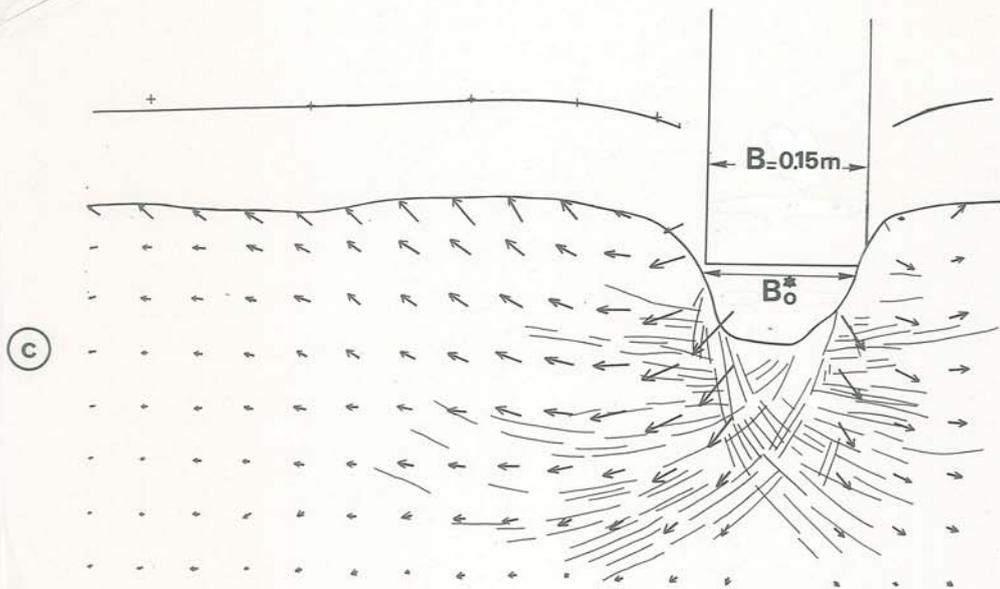


Fig F18 : Déformations finales ($\tau = 0,15$ m) du massif :
 $H = 0,10$ m
 (c) $\theta = 34^\circ$ $C_u = 27$ kPa \rightarrow S 27
 (d) $\theta = 48^\circ$ $C_u = 27$ kPa \rightarrow G 27
 (e) $\theta = 48^\circ$ $C_u = 10$ kPa \rightarrow G 10

La relation peut être généralisée :

$$[1'] \quad p'_0(r) = p_0(r) \cdot \frac{B'_0}{B_0}$$

$p_0(r)$ étant obtenu pour une largeur fictive B_0 et $p'_0(r)$ pour une largeur fictive B'_0 , à même sol de fondation (C_u).

L'application de [1] aux diagrammes de la fig F14 permet en effet d'obtenir un bon accord entre (I) et (I') et (II) et (II').

Nous considérerons donc comme admissible la formule [1] pour la suite de nos études : la détermination de la pression portante, à r donné, sera obtenue à partir de la connaissance de la largeur fictive.

Dans le cadre de ce mémoire, B'_0 sera obtenu expérimentalement. Seule une étude spécifique permettrait de définir la loi de variation de B'_0 avec la structure bicouche, qui pourrait en première approximation être du type :

$$[2] \quad \frac{B'_0 - B}{H} = \mu_1 \cdot \left(\frac{p_0^s}{q_0^a} - \mu_2 \right)$$

avec $(p_0^s / q_0^a) \geq \mu_2$ rupture profonde

et $(p_0^s / q_0^a) = \mu_2$ cas limite de rupture profonde

F.III - EXPERIMENTATION SUR SOL BICOUCHE RENFORCE - CHARGEMENT QUASI-STATIQUE

F.III.1 - EFFET REPARTITEUR ET EFFET MEMBRANE DU GEOTEXTILE

Le mode opératoire est identique à celui du bicouche non renforcé. Nous avons envisagé la variation des paramètres géométriques et géotechniques.

Le géotextile est généralement unique et placé à l'interface pulvérulent/cohérent. La nappe est, soit *fixée* à ses extrémités (on simule ainsi un cloutage ou toute autre technique de blocage de la nappe), soit *libre* (fig F19). Dans le premier cas, on mesure l'effort T_G au point de fixation de la nappe. Dans le second cas, on mesure le glissement u_G de la nappe à cette extrémité.

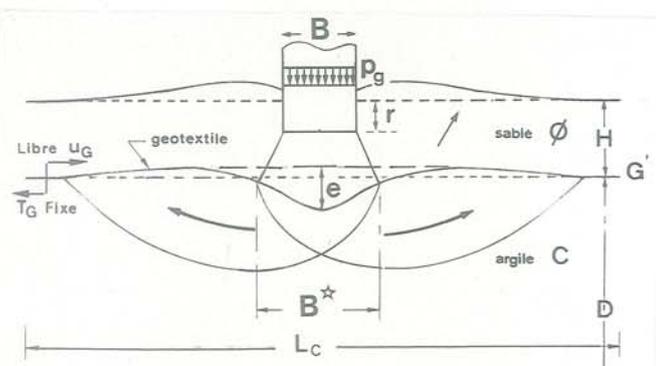


Fig F19 : Bicouche renforcé : paramètres

Nous comparerons les pressions portantes obtenues en poinçonnement sur bicouche renforcé $p_g(r)$ [ou $p(r)$] et non renforcé $p_0(r)$.

$$[3] \quad \text{Soit } \Delta p(r) = p_g(r) - p_0(r)$$

Les essais de poinçonnement quasi-statique (une soixante effectuée) ont toujours révélé un gain de portance Δp positif à partir d'un certain ornié-rage r .

Notons que pour les essais de poinçonnement sur bicouche non renforcé, à l'interface pulvérulent/cohérent, nous avons disposé un film plastique sans résistance, mais évitant la contamination des matériaux pulvérulents de couverture. Ainsi Δp permet bien d'évaluer un renforcement de la structure bicouche par le géotextile.

L'observation comparative des résultats de poinçonnement de bicouches renforcé et non renforcé (tout étant égal sauf le géotextile présent dans le premier cas) fait apparaître deux effets du géotextile :

* une augmentation de la largeur fictive : $(B^* - B_0)$

avec B^* la largeur fictive du bicouche renforcé.

On en déduit une augmentation de la pression portante (moyenne) du fait du renforcement (d'après [1]) :

ce gain de portance sera appelé "effet répartiteur"

$$[4] \quad \Delta p_R(r) = p_0(r) \cdot \frac{B^* - B_0}{B_0} = q_0(e_0) \cdot \frac{B^* - B_0}{B}$$

avec $e(r) = e_0(r)$ indépendant de B_0 , B^* (rupture profonde).

* un comportement en membrane du géotextile qui se met en tension, comme en témoignent les observations effectuées en fin d'essai :

- le géotextile, dans la zone sous le poinçon, a subi un allongement (ϵ_1) suivant la longueur de la cuve et un rétrécissement (ϵ_2) suivant sa largeur (fig F20).

- le géotextile "uniformise" localement les tassements à l'interface pulvérulent/cohérent : l'interface, avec géotextile, ne présente plus les mêmes discontinuités qu'avec le bicouche non renforcé, et l'écoulement plastique du massif cohérent ne présente plus les dissymétries par rapport à l'axe du poinçon, fréquentes dans le cas sans géotextile.

Pour des géotextiles à retour élastique, en déchargement, on fait apparaître un décollement sol cohérent - géotextile, comme sur la fig F21, conséquence de la mise en tension de la nappe.

Ce gain de portance relatif aux tractions dans le géotextile sera appelé "effet Membrane" $\Delta p_M(r)$.

Nous l'évaluerons théoriquement par la suite.

Nous allons dans les sous-chapitres suivants détailler l'influence des différents paramètres influençant la résistance au poinçonnement d'un bicouche renforcé.

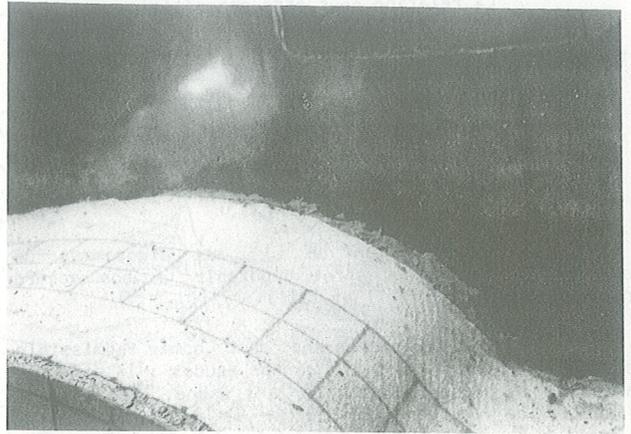
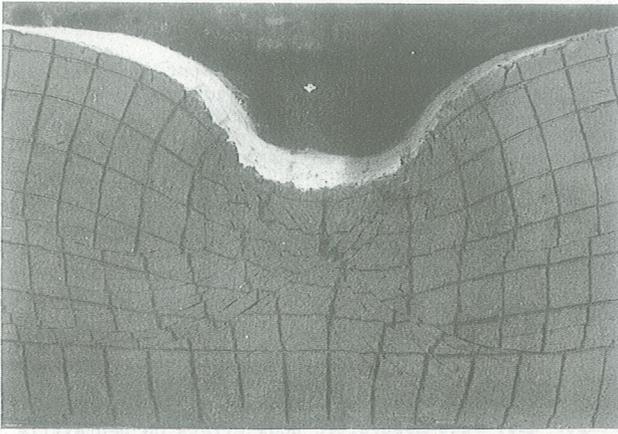


Fig F20 : Déformée du massif cohérent et du géotextile sous le poinçon ($H = 0,10 \text{ m} - \phi = 48^\circ - C_u = 10 \text{ kPa} - \text{BD } 150 \text{ libre}$)

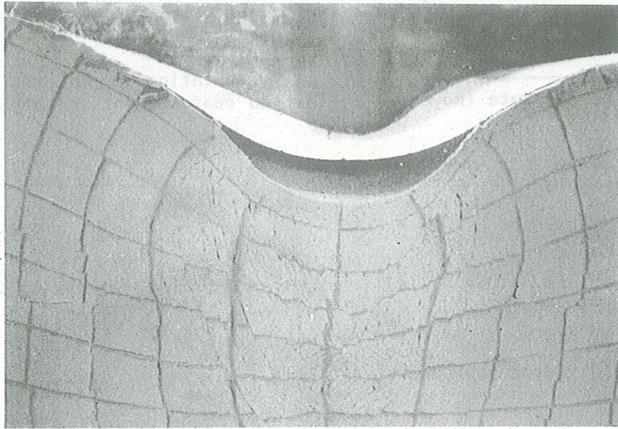


Fig F21 : Retour élastique d'un non-tissé thermolié, au déchargement, après poinçonnement ($H = 0,10 \text{ m} - \phi = 34^\circ - C_u = 10 \text{ kPa} - \text{TM230}$)

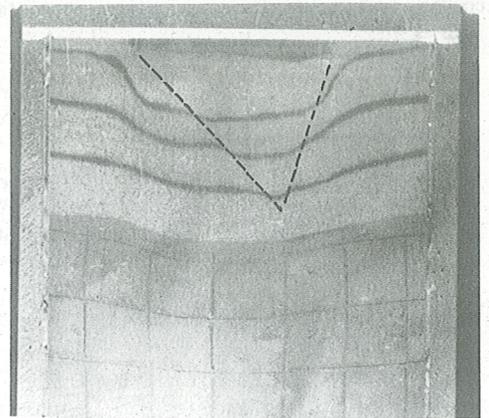


Fig F22 : Amorce de rupture superficielle dans la couche de couverture ($H = 0,15 \text{ m} - \phi = 34^\circ - C_u = 27 \text{ kPa} - \text{BD210 fixe} - r = 0,06 \text{ m}$)

F.III.2 - INFLUENCE DES PARAMETRES GEOMETRIQUES ET GEOTECHNIQUES

III.2.1 : Epaisseur H du matériau de couverture

Pour les géotextiles testés, la différence de mode de rupture, superficiel ou profond, se fait pour les mêmes conditions que dans le cas du bicouche non renforcé ($H \leq 0,20 \text{ m}$).

Avec le sol de couverture très frottant en gravette ($\phi = 48^\circ$), la rupture est systématiquement profonde.

Par contre, avec le sol de couverture en sable ($\phi = 34^\circ$) et le sol de fondation le plus raide ($C_u = 27 \text{ kPa}$), comme dans le cas du bicouche non renforcé (fig F15 et F16), pour $H = 0,10 \text{ m}$ la rupture est profonde, tandis que pour $H = 0,15 \text{ m}$, la rupture initialement superficielle, devient profonde, à partir d'un certain orniérage (on note sur la figure F22 la présence d'un coin de sol solidaire du poinçon, correspondant à la rupture superficielle). Cette amorce de rupture superficielle entraîne un retard des déflexions e à l'interface, comme pour le bicouche non renforcé (fig F16 et F23). Ce "retard" des déflexions est même plus accentué que sans géotextile : quoique n'ayant pas étudié ce problème de façon systématique, nous pensons qu'il est probable qu'un géotextile favorise la rupture superficielle, dans la mesure où il

augmente la résistance au poinçonnement de la couche profonde, sans modifier la résistance de la couche de surface. Il peut même diminuer cette résistance de la couche de couverture si la qualité de contact (f) pulvérulent/géotextile est inférieure à (f) pulvérulent/cohérent.

Sur la fig F24, nous avons reproduit les diagrammes de pression portante correspondant à deux épaisseurs de sable et deux géotextiles : on constate que les diagrammes pour bicouche renforcé ($H = 0,15 \text{ m}$) présentent un point d'inflexion qui correspond au raccordement de ces courbes, à faible orniérage r avec la courbe des bicouches non renforcés ($H = 0,15 \text{ m}$: rupture superficielle), et à orniérage élevé avec la courbe du bicouche renforcé ($H = 0,10 \text{ m}$: rupture profonde).

Nous retiendrons, pour la suite de l'exposé que, pour $H = 0,10 \text{ m}$, et les bicouches non renforcés ou renforcés (avec les géotextiles considérés ici), la rupture est systématiquement profonde dès l'initialisation du poinçonnement.

III.2.2 : Angle de frottement ϕ du matériau de couverture

Sur la fig F25 apparaît clairement une augmentation de la largeur fictive B^* avec l'angle de frottement du matériau de couverture, pour le même renforcement textile. Les largeurs fictives $B^* > B_0^*$, mais nous avons observé le même phénomène sans géotextile.

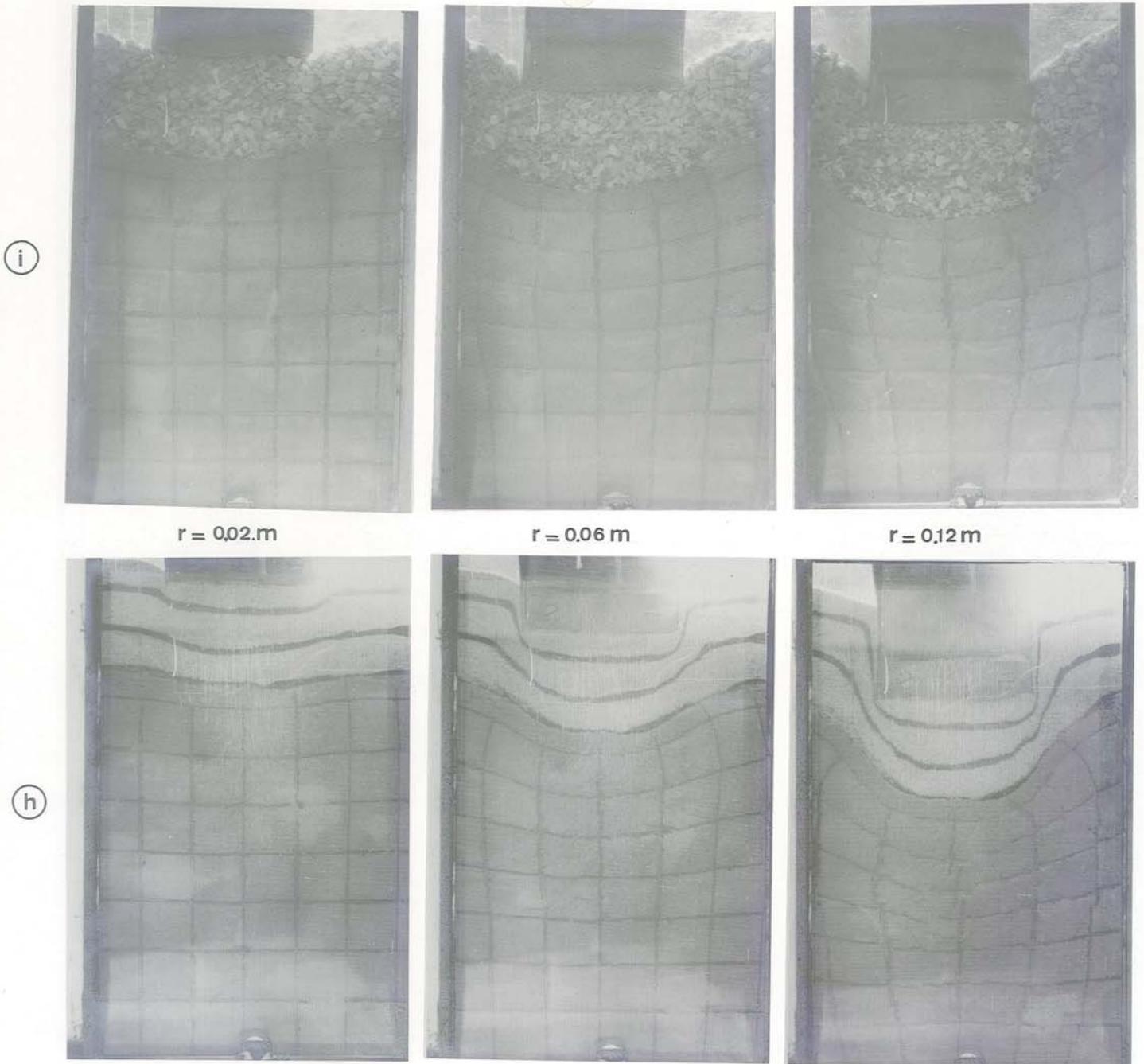


Fig F25 : Poinçonnement des bicouches renforcées ($H = 0,10\text{ m}$ - $C_u = 10\text{ kPa}$ - $BD\ 150\text{ libre}$) :
 (h) $\phi = 34^\circ$ - (i) $\phi = 48^\circ$

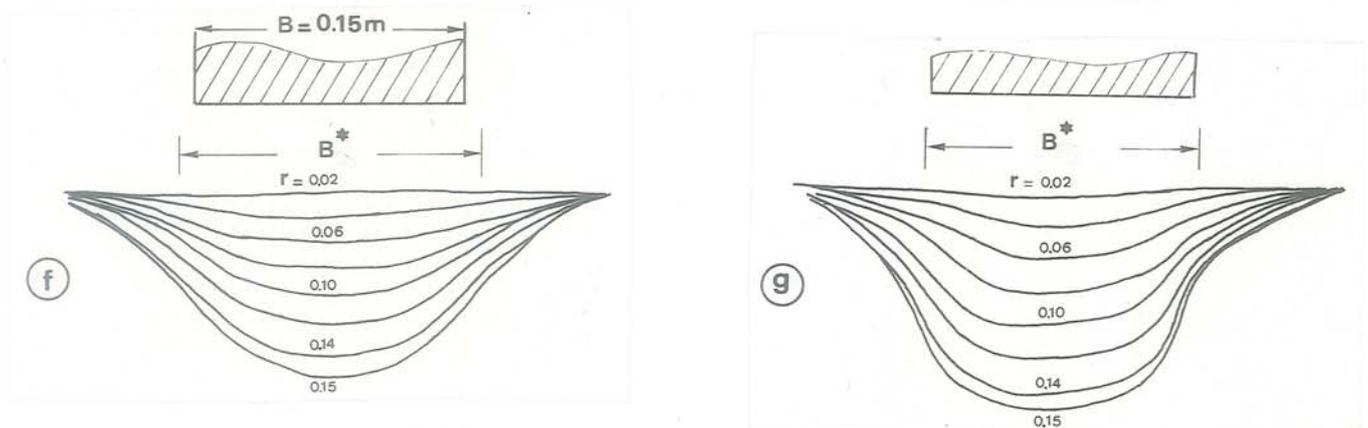


Fig F23 : Poinçonnement de bicouches renforcées ($\phi = 34^\circ$ - $C_u = 27\text{ kPa}$ - $BD\ 210\text{ fixe}$). Déflexions à l'interface sable-argile : (f) $H = 0,15\text{ m}$ - (g) $H = 0,10\text{ m}$

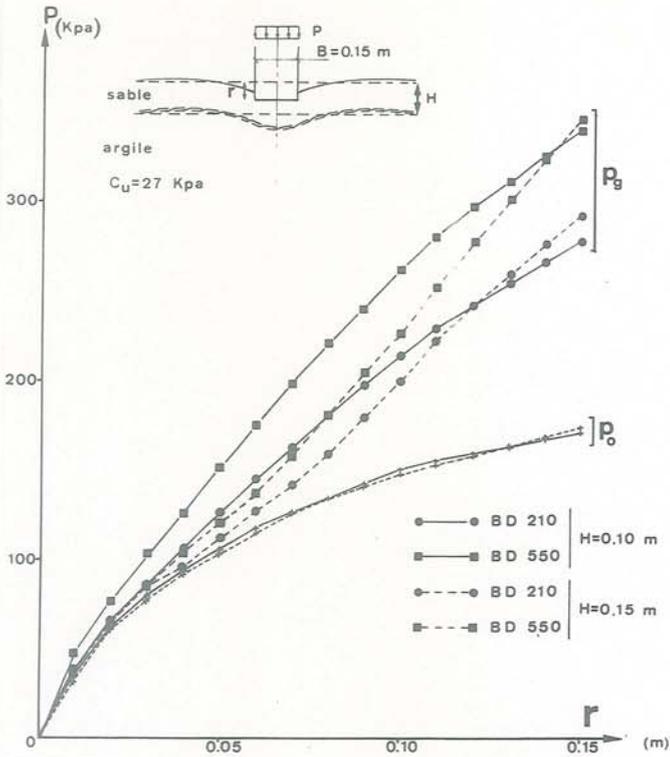


Fig F24 : Bicouches renforcés et non renforcés : influence de l'épaisseur H de la couche de couverture

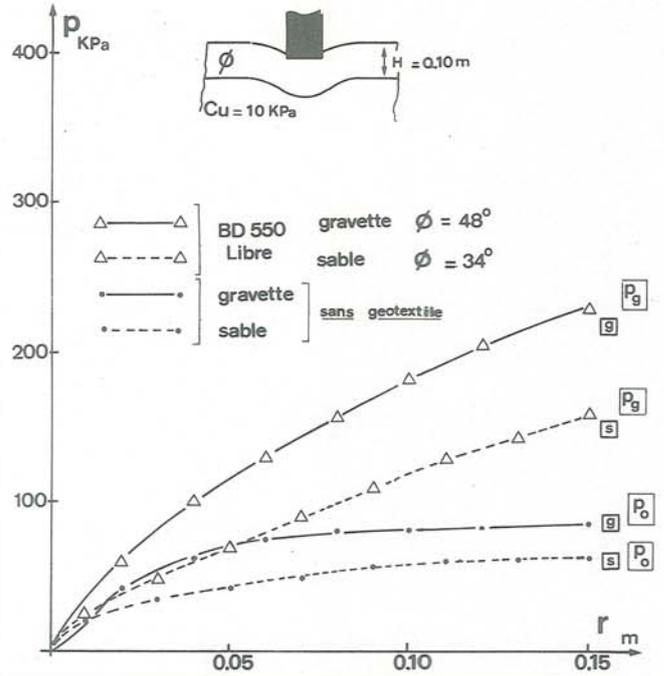


Fig F26 : Bicouches renforcés et non renforcés ($H = 0,10$ m - $C_u = 10$ kPa - avec ou sans BD 550 libre)

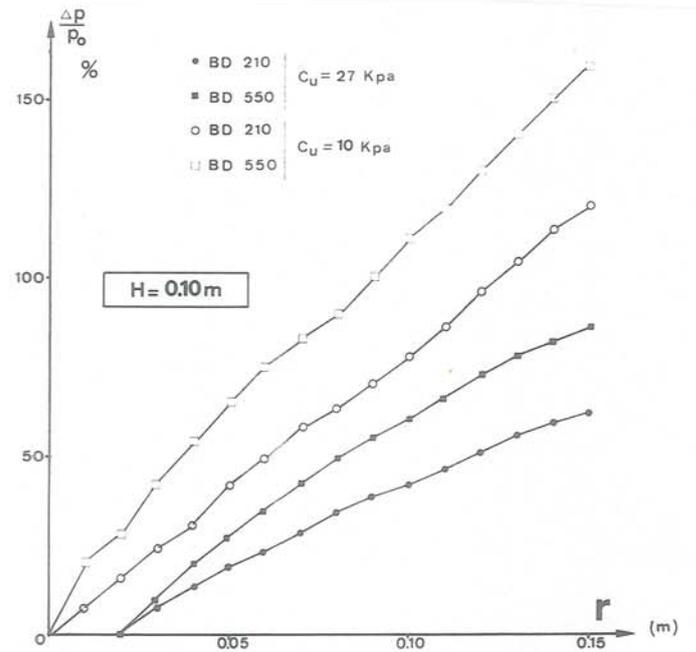
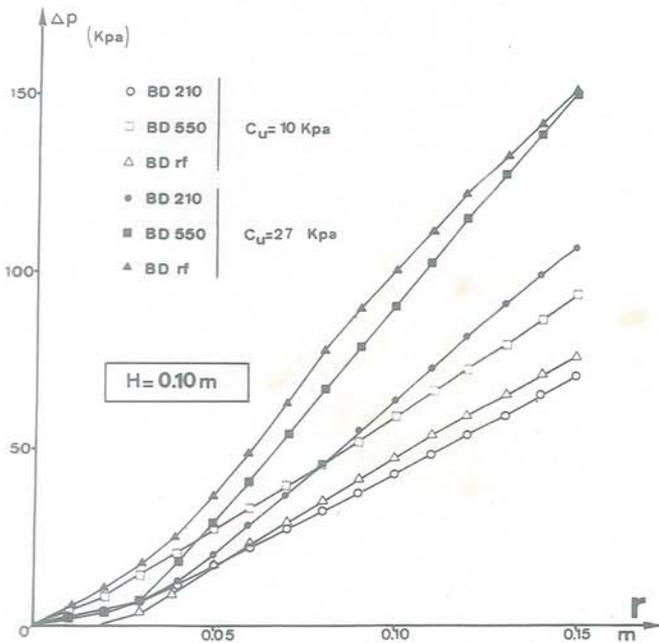


Fig F28 : Influence de la cohésion du sol de fondation sur le gain de portance absolu et relatif, dû au géotextile ($\phi = 34^\circ$)

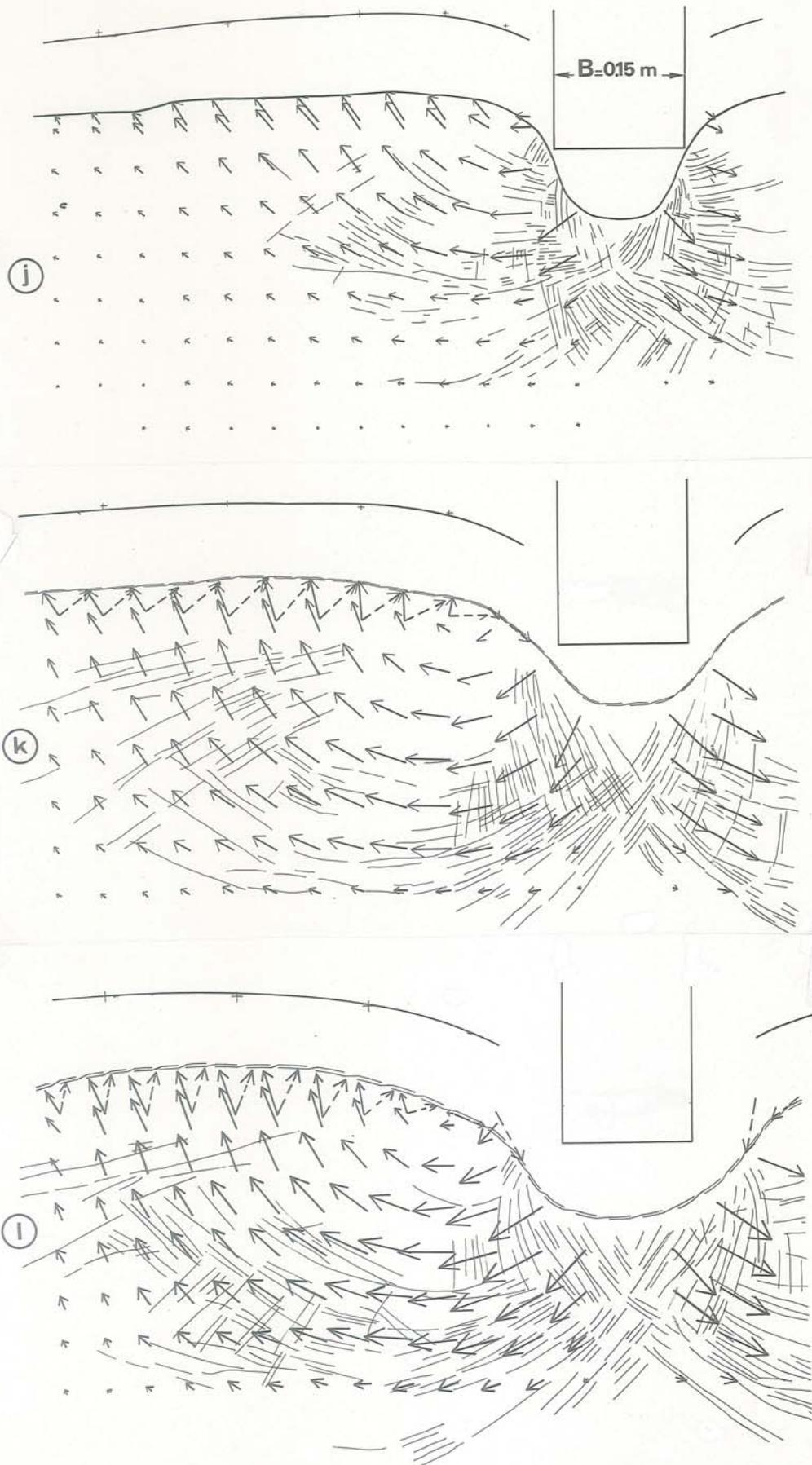


Fig F27 : Déformations finales ($\tau = 0,15\text{ m}$) du massif
 ($H = 0,10\text{ m}$ - $C_u = 10\text{ kPa}$) : (j) $\theta = 34^\circ$ - sans textile
 (k) $\theta = 34^\circ$ - BD 550 libre - (l) $\theta = 48^\circ$ - BD 550
 libre

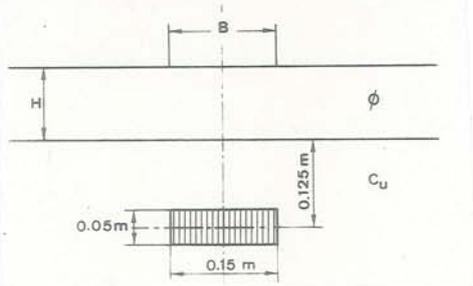
Nous présentons (fig F26) un diagramme type : on constate une superposition de l'effet du géotextile et de l'effet de l'angle de frottement de la couche de couverture. Sur la figure suivante (F27), nous présentons le relevé des déformations finales correspondantes. La largeur fictive B^* prend les valeurs suivantes : ($H = 0,10 \text{ m} - C_u = 10 \text{ kPa}$).

$\phi (^{\circ})$	34	34	48	48
géotextile	0	BD 550	0	BD 550
$B_0^*, B^* \text{ (m)}$	0,15	0,19	0,185	0,245

III.2.3 : Cohésion C_u du sol de fondation

Le gain de portance ($\Delta p(r) = p_g(r) - p_o(r)$) croit avec la cohésion du sol de fondation, quel que soit le géotextile (fig F28). Mais il est intéressant de constater que le gain relatif de portance ($\Delta p(r) / p_o(r)$) est plus important pour les cohésions les plus faibles : l'utilisation d'un géotextile sera d'autant plus efficace que le sol sera peu porteur.

Nous avons aussi envisagé le cas d'une hétérogénéité du sol de fondation : nous avons placé une inclusion de grasse ($C_u = 0,7 \text{ kPa}$) dans un massif d'argile ($C_u = 10 \text{ kPa}$). Quoique le volume de l'hétérogénéité ait été choisi relativement faible et qu'il aurait



été plus judicieux de considérer une hétérogénéité située dissymétriquement par rapport à l'axe du poinçon, l'influence du géotextile apparaît sensible (fig F29).

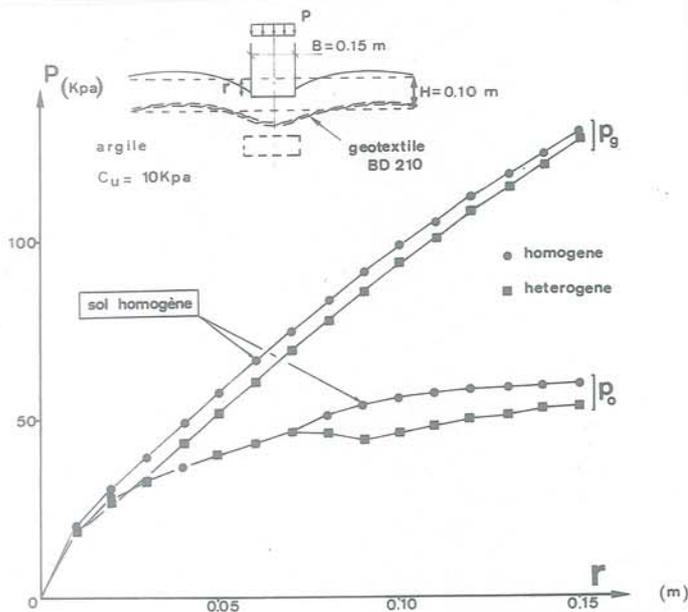


Fig F29 : Influence d'une hétérogénéité sur un bicouche renforcé ou non renforcé

F.III.3 - INFLUENCE DES PARAMETRES PROPRES AU GEOTEXTILE

III.3.1 : Module de déformation plane K

Nous avons testé trois géotextiles non-tissés aiguilletés, de surface de contact similaire, donc de qualité de contact (f) pratiquement équivalente (fig E40). Les extrémités du géotextile sont *fixes* (on représente ainsi un cas de cloutage latéral par épingles, sur chantier). On constate (fig F30) que la résistance au poinçonnement augmente avec le module K. De plus, dans le cas du BD 500 rf, une tension T_G se développe en bout de nappe à partir d'un orniérage $r = 0,06 \text{ m}$, cet effort croissant ensuite linéairement avec r : ceci traduit une tendance au glissement en bout de nappe.

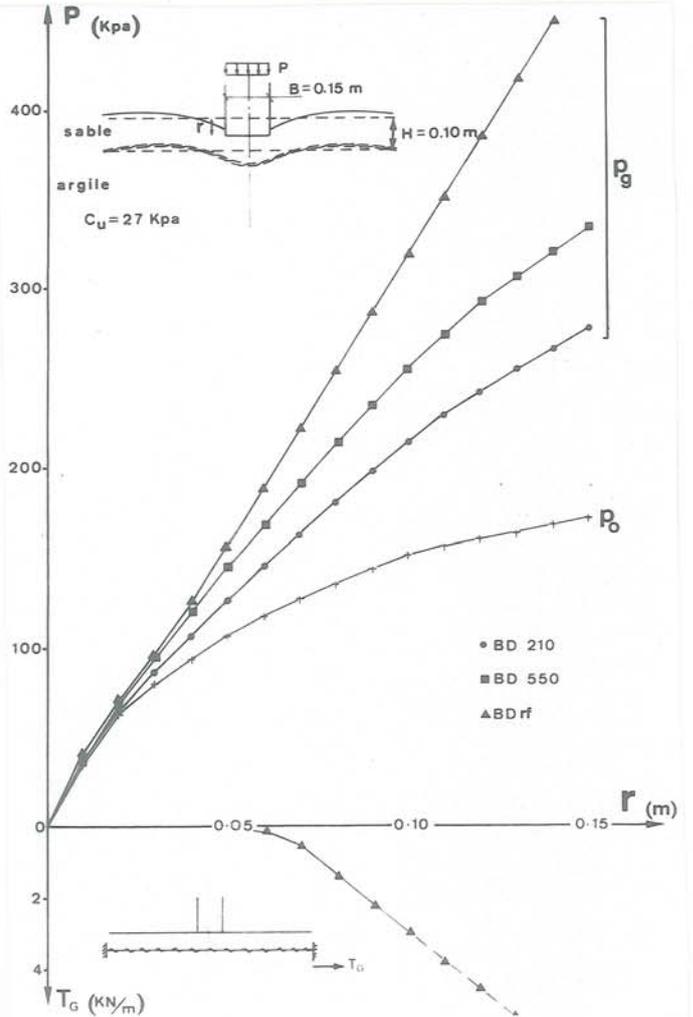


Fig F30 : Influence du module K de déformation du géotextile (extrémités G, G' fixes)

Notons cependant que, quel que soit le module K, le gain de portance n'est effectif qu'à partir d'un certain orniérage.

III.3.2 : Fixation du géotextile

Sur le fig F31, nous avons envisagé le même bicouche renforcé par les mêmes géotextiles, mais ceux-ci sont *libres* à leurs extrémités G, G' : les pressions portantes des BD 210 et BD 550 sont indépendantes de la condition en G, G' : on n'observait aucune tension T_G pour ces géotextiles fixés, on n'observe aucun glissement u_G .

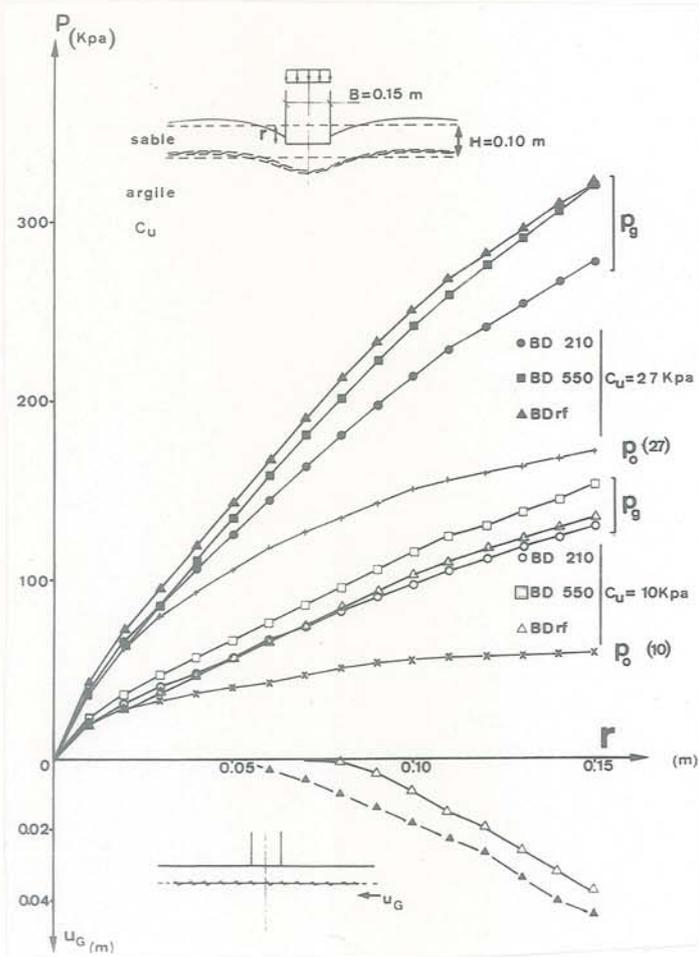
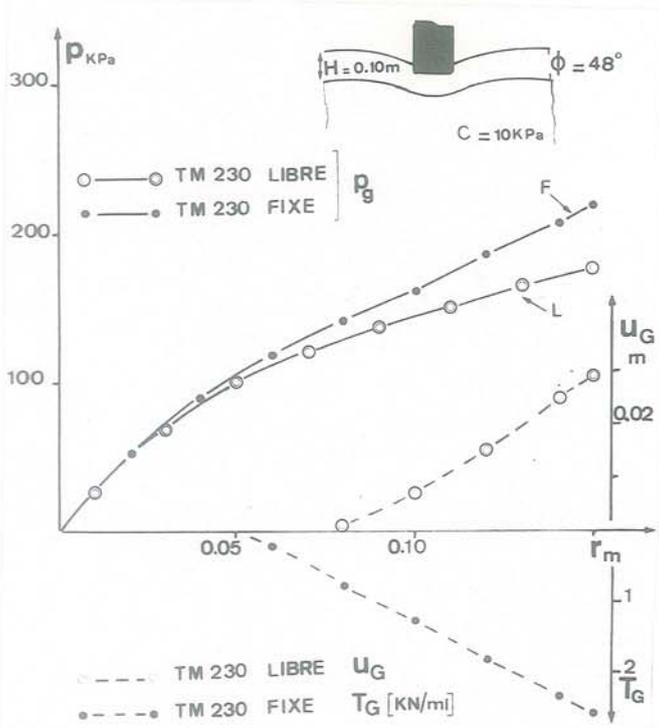


Fig F31 : Influence du module K du géotextile (extrémités G, G' libres)



Par contre la résistance au poinçonnement du bicouche renforcé par BD 500 rf libre à ses extrémités est bien inférieure à celle obtenue pour les extrémités fixes. On observe d'ailleurs un glissement u_G en bout, pour ce géotextile.

Donc le choix d'un géotextile de module important nécessite des conditions d'ancrage plus rigoureuses. Pour chaque structure, il existera un module maximal au-delà duquel le gain de portance ne croît que pour une fixation des bords de la nappe (fig F32).

III.3.3 : Non-tissés thermolié et aiguilleté

Nous comparerons l'efficacité du TM 230 thermolié et du BD 550 aiguilleté (tableau F1) qui présentent des modules tangents voisins (fig F8), à partir d'une certaine tension de réarrangement des fibres pour l'aiguilleté.

Le TM 230 de module sécant plus élevé offre une résistance au poinçonnement supérieure (fig F33), mais il montre un glissement à ses extrémités, alors que le BD 550 garde un glissement nul en G, G', sans doute du fait de son faible module, sous tension faible (zone extrême de l'ancrage).

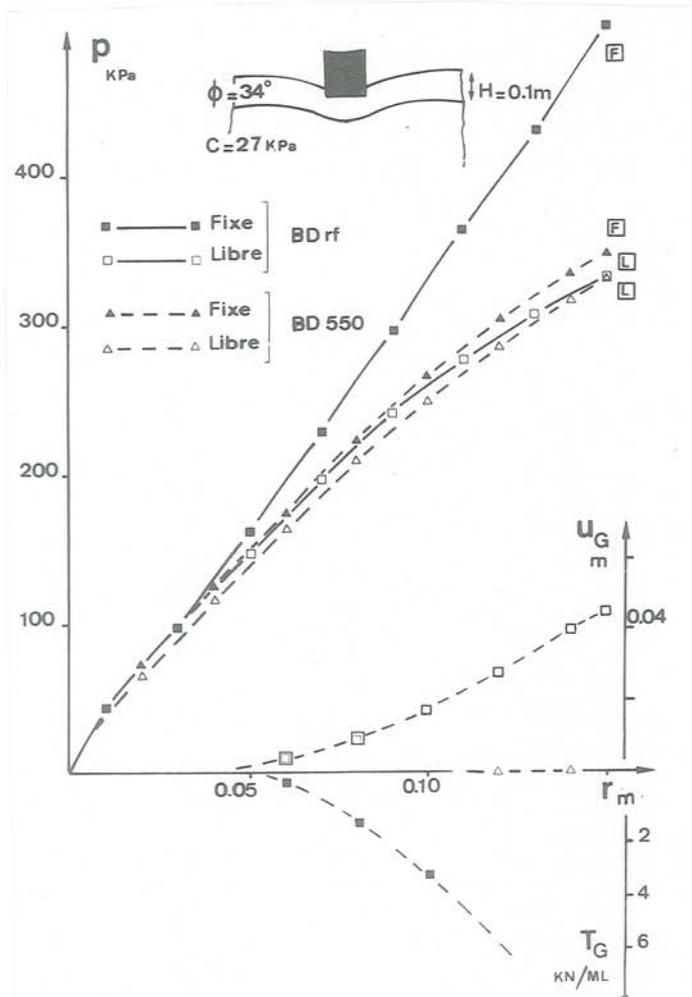


Fig F32 : Influence de la fixation du géotextile

III.3.5 : Structure de renforcement

La fig F35 présente les divers types de structure que nous avons testés. Le cas standard du mononappe placé à l'interface sol pulvérulent - sol cohérent est comparé au bi-nappe (renforcement du sol pulvérulent par une nappe située à mi-hauteur H/2) et au conteneur (utilisation des propriétés de confinement du conteneur).

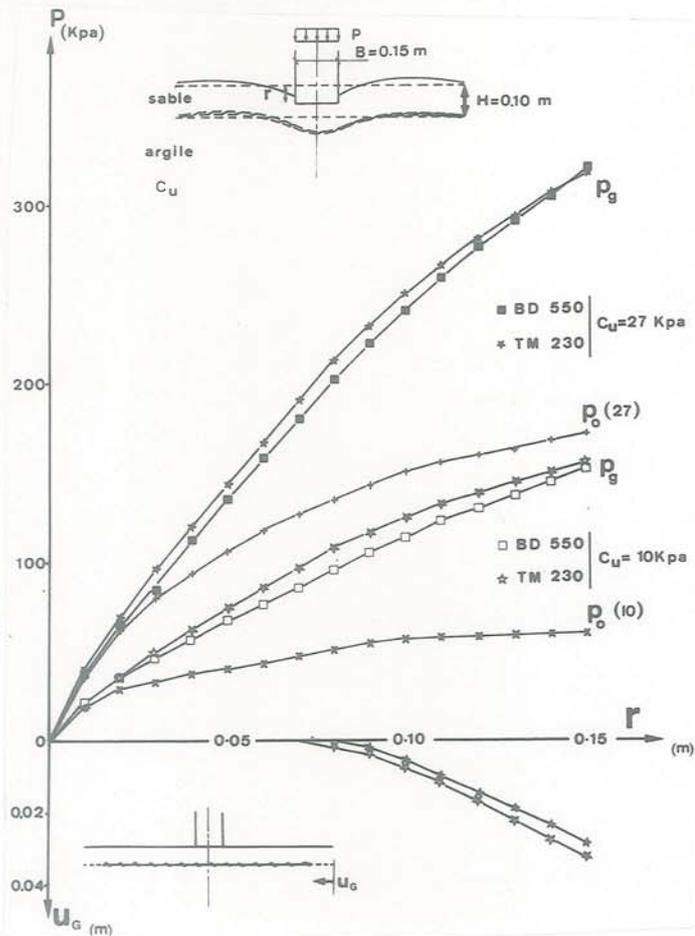


Fig F33 : Différence de comportement d'un non-tissé thermolié (TM 230) et d'un non-tissé aiguilleté (BD 550)

III.3.4 : Longueur d'ancrage L_a

Une longueur d'ancrage insuffisante entraîne une diminution de la résistance au poinçonnement (fig F34).

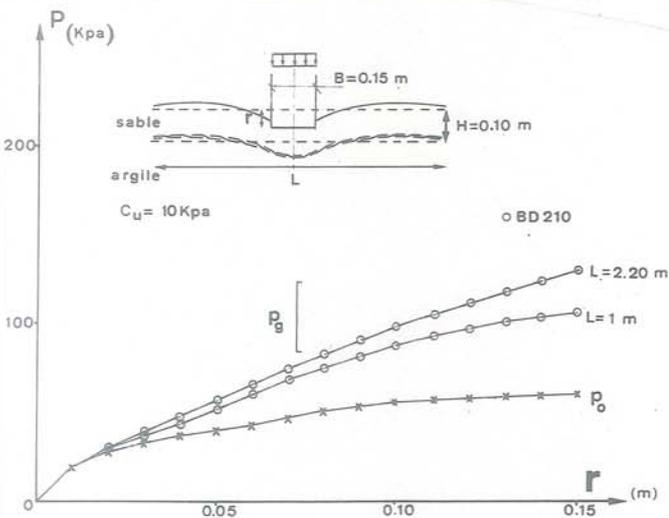


Fig F34 : Influence de la longueur d'ancrage

ESSAIS DE PORTANCE
CAS DE FIGURE ETUDIÉS

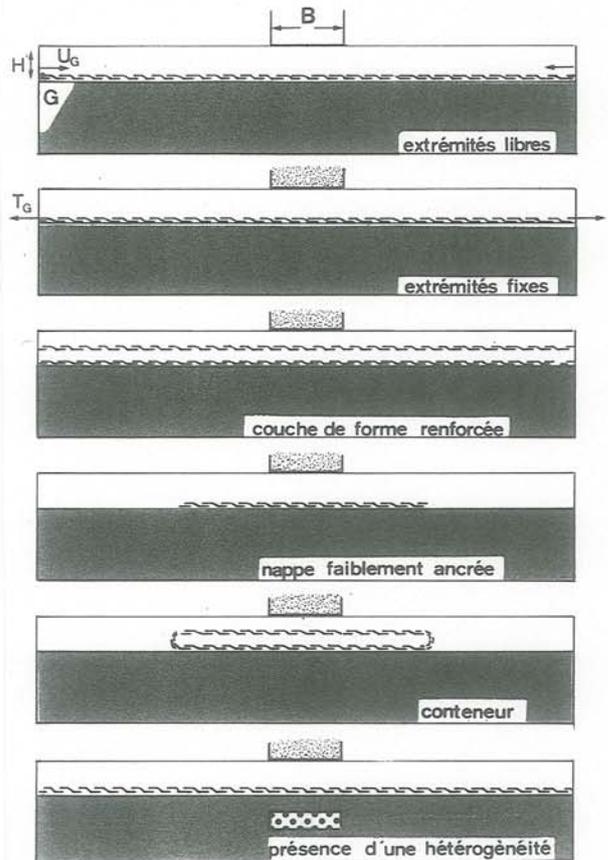


Fig F35 : Différentes structures de renforcement testées

Le cas du bi-nappe est particulièrement intéressant (fig F36) : avec une double nappe BD 210, on obtient une résistance supérieure à celle obtenue avec un BD 550, de masse surfacique globalement 1,3 fois plus forte. Le résultat est très sensible.

L'observation des déformations finales (fig F37) précise les raisons de ce résultat :

Nous sommes dans le cas exposé (fig F22 et F23) : $H = 0,15$ m et $C_u = 27$ kPa. La rupture est superficielle, pour les faibles ornierages et un géotextile unique placé à la base de la couche de couverture. La présence d'une nappe en partie médiane de cette couche de surface empêche la rupture superficielle : on constate en effet (fig F37), pour le bi-nappe, un enfoncement e et des déformations du massif cohérent supérieurs à ceux du mono-nappe.

La rupture obtenue avec le bi-nappe est, dès le départ, profonde. La rigidification de la couche de surface se traduit aussi par une augmentation de la largeur fictive B^* .

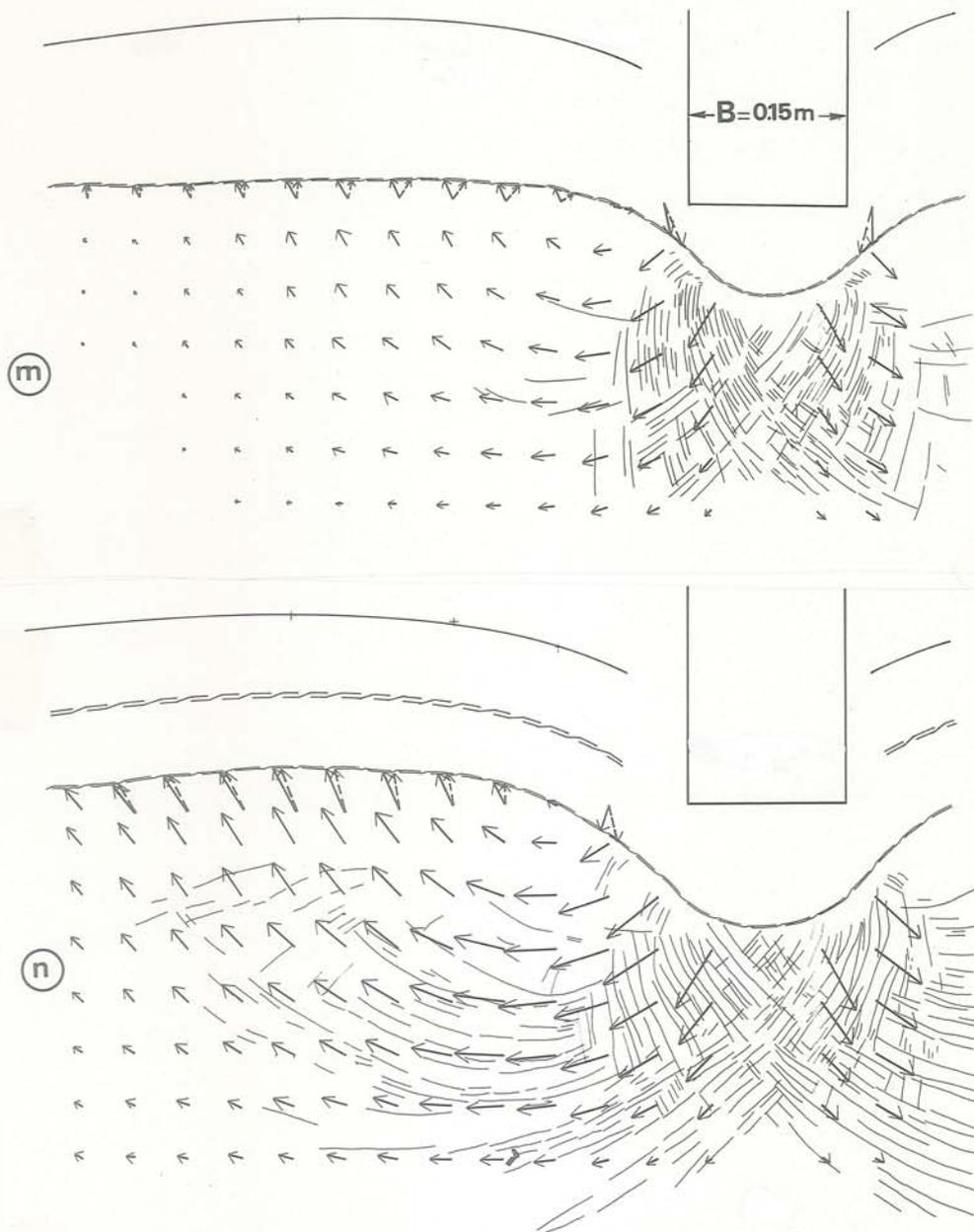


Fig F37 : Déformations finales ($r = 0,15 \text{ m}$) du massif
 ($H = 0,15 \text{ m} - \theta = 34^\circ - C_u = 27 \text{ kPa}$) :
 (m) BD 550 fixe (n) bi-nappe BD 210 libre

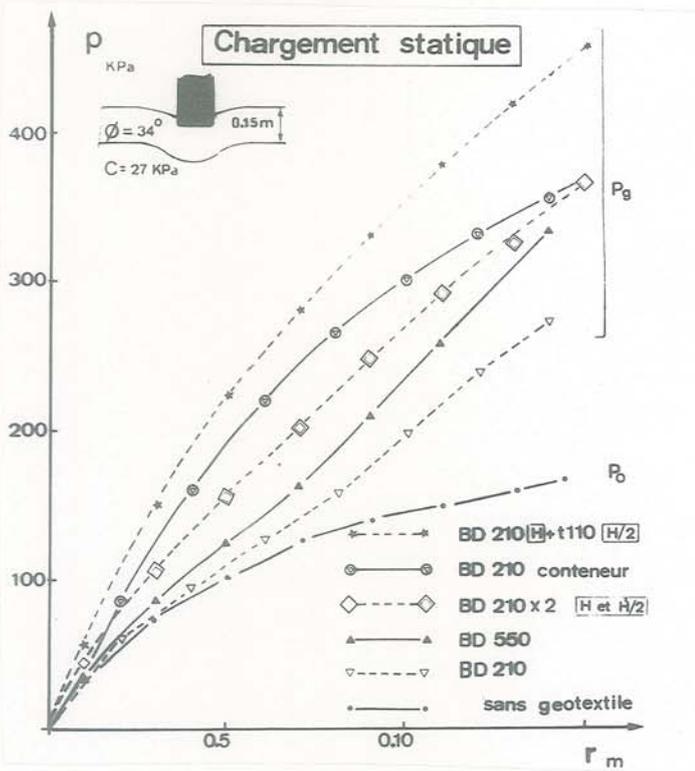


Fig F36 : Influence de la structure textile de renforcement sur la résistance au poinçonnement

Remarque : La technique du "conteneur" est, à notre avis, une technique pleine de ressources, permettant en particulier la récupération de sols de mauvaises propriétés mécaniques. Cette technique peut être utilisée dans les pistes, les digues (2) ou comme nous l'avons fait, en collaboration avec le Cemagref, pour des barrages en terre souples (Perrin (28)).

F IV - FONCTIONNEMENT THEORIQUE D'UN GEOTEXTILE

A partir d'essais de poinçonnements sur modèle réduit, nous avons mis en évidence (F.III.1) un double effet du géotextile, un "effet répartiteur" et un "effet membrane". L'évaluation théorique de ces deux effets devrait nous permettre de retrouver le gain de portance dû au géotextile. Nous avons étendu le calcul - déformations planes - au cas axisymétrique.

F.IV.1 - EFFET REPARTITEUR

Cet effet est aussi appelé "effet plaque". Il correspond à une rigidification apparente de la couche de couverture qui se traduit par le développement d'une zone cohérente plus grande en écoulement plastique, donc par une mobilisation plus importante de la résistance au cisaillement du massif argileux.

IV.1.1 : Effet répartiteur - cas plan

Soit B^* la largeur fictive en présence de géotextile, et B_0^* sans géotextile. En F.III.1, nous avons évalué le gain de portance correspondant :

$$[4] \quad \Delta p_R(r) = p_0(r) \cdot \frac{B^* - B_0^*}{B_0^*} = q_0(e_0) \cdot \frac{B^* - B_0^*}{B}$$

avec p_0 pression portante moyenne sous le poinçon, pour le bicouche non renforcé

q_0 pression uniforme verticale (fig F13) s'exerçant sur la largeur B_0^* de l'interface cohérente.

Nous avons supposé : $e_0(r) = e(r)$ et aussi, que, pour la même déflexion $e = e_0$, la pression uniforme verticale sur la couche d'argile est la même, indépendamment de la largeur fictive de poinçonnement $q_0(e, B^*) = q_0(e)$: à même $e = e_0$ la force résistante de la couche d'argile est proportionnelle à

la largeur fictive (en accord avec les calculs de charge limite d'un milieu cohérent pur).

IV.1.2 : Effet répartiteur - cas axisymétrique

Avec les mêmes hypothèses que dans le cas plan, on obtient, pour une plaque circulaire de diamètre B :

$$[4'] \quad \Delta p_R(r) = p_0(r) \cdot \frac{(B^*)^2 - (B_0^*)^2}{(B_0^*)^2}$$

IV.1.3 : Estimation de la largeur fictive

Dans les cas plan et axisymétrique, la connaissance d'un diagramme de poinçonnement $p_0(r)$ sur bicouche non renforcé associée à l'estimation des largeurs B_0^* et B^* , permet d'évaluer cet effet répartiteur.

Dans le cadre de cette première étude, B_0^* et B^* ont été mesurés expérimentalement, notre but étant de justifier le mécanisme de fonctionnement proposé pour le géotextile. Mais dans un second temps, la mise en pratique d'une telle théorie nécessiterait au préalable la formulation théorique de B_0^* , B^* , en fonction de la structure bicouche.

En F.II.3 nous avons proposé (cas plan)

$$[2] \quad \frac{B^* - B}{H} = \mu_1 \left(\frac{p_0^s}{a} - \mu_2 \right) \frac{1}{q_0}$$

Pour un bicouche renforcé, on remarque une influence équivalente de la rigidité du géotextile et de la résistance mécanique de la couche de couverture. Nous proposerons donc (cas plan) :

$$[5] \quad \frac{B^* - B}{H} = \mu_1 \left(\frac{p_0^s + \mu_3 \cdot K}{q_0^a} - \mu_2 \right)$$

avec p_0^s et q_0^a les pressions limites des couches suffisamment épaisses pulvérulente et cohérente

et K module de déformation plane du géotextile

F.IV.2 - EFFET MEMBRANE PLAN

Nous avons montré (fig F20) que le géotextile placé à l'interface cohérent/pulvérulent se mettait en tension dans la zone située sous le poinçon : le géotextile, qui ne possède pas de résistance à la flexion, réagit comme une membrane aux sollicitations extérieures.

La forme prise par le géotextile nous a amené à considérer successivement deux types de répartition des contraintes Δq reprises par le géotextile dans la zone en membrane (c'est-à-dire la zone où le géotextile prend une forme convexe).

- une répartition uniforme de contraintes verticales (Delmas -(5)- Matichard -(19)-).

- une répartition uniforme de pressions normales (Perrier -(27)-).

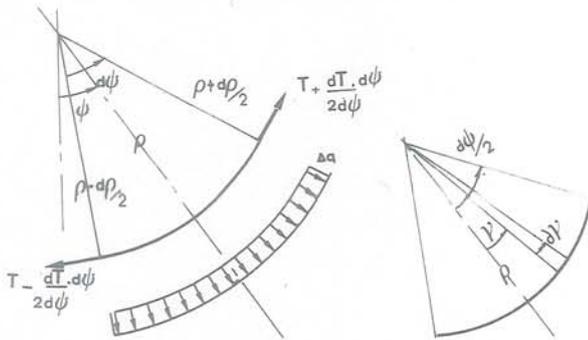
La contrainte sur la face supérieure du géotextile en membrane est égale à $(q_0^s + \Delta q)$ et (q_0^a) sur la face inférieure, dans la zone d'emprise de B^* .

Nous présentons les deux approches (cas de déformation plane) qui permettent une détermination du gain de pression portante dû à l'effet membrane Δp_M .

IV.2.1 : Membrane bi-circulaire, à points A, A' fixes

Soit l'élément de géotextile situé sous le poinçon supposé fixé aux deux points latéraux A, A' et soumis à une pression uniforme Δq (différence de contrainte entre les deux faces du géotextile).

2.1.1 : Equilibre de la membrane



Equilibre radial

$$(T - \frac{dT}{2d\psi} \cdot d\psi) \cos \frac{d\psi}{2} + (T + \frac{dT}{2d\psi} \cdot d\psi) \sin \frac{d\psi}{2} =$$

$$2 \int_0^{\frac{d\psi}{2}} (\Delta q \cdot \cos \gamma) (\rho + \frac{\partial \rho}{\partial \gamma} \cdot d\gamma) \partial \gamma =$$

$$2 \Delta q \cdot \rho \cdot \int_0^{\frac{d\psi}{2}} \cos \gamma \cdot \partial \gamma = 2 \Delta q \cdot \rho \left[\sin \gamma \right]_0^{\frac{d\psi}{2}} = \Delta q \cdot \rho \cdot d\psi$$

$T = \Delta q \cdot \rho$ soit avec $T = \sigma \psi \cdot b$ (b épaisseur de la membrane)

$$\frac{\sigma \psi}{\rho} = \frac{\Delta q}{b}$$

Equilibre tangent

$$- (T - \frac{1}{2} \frac{dT}{d\psi} \cdot d\psi) \cos \frac{d\psi}{2} + (T + \frac{1}{2} \frac{dT}{d\psi} \cdot d\psi) \cos \frac{d\psi}{2} = 0$$

$$\frac{dT}{d\psi} \cdot d\psi = 0 \quad T = \text{cste}$$

$$\sigma \psi = \text{cste}$$

T étant constant, Δq constant par hypothèse, ρ est donc constant. La déformée d'une membrane soumise à une pression uniforme est donc un arc de cercle.

En accord avec les résultats expérimentaux, nous supposons que la déformée de la membrane à l'interface du bicouche est à double arc circulaire :

- Les points C et C', points d'inflexion du double arc, sont situés à une profondeur égale à la moitié de la déflexion maximale (fig F38).

- La distance CC' sera prise égale à la largeur fictive B^* .

- L'ouverture du demi-arc est prise égale à θ , valeur maximale de ψ .

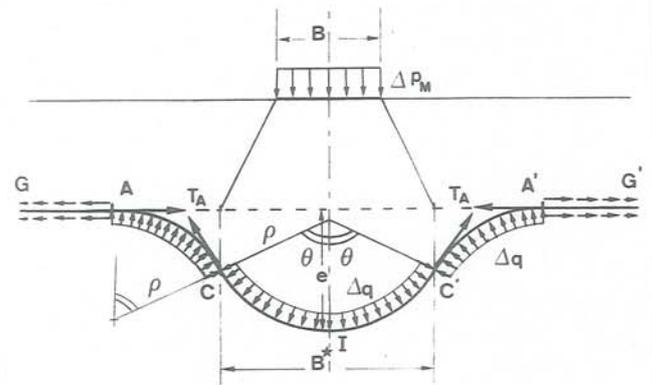


Fig F38 : Déformée théorique : membrane bi-circulaire

On obtient :

$$e = B^* \cdot (1 - \cos \theta) / \sin \theta$$

$$\rho = B^* / 2 \sin \theta$$

La tension dans la membrane est constante le long de AA' (fig F38).

$$T_A = T_C = T_I = T$$

L'équilibre vertical impose :

$$\Delta Q = \Delta p_M \cdot B = \Delta q \cdot B^* = 2 T_A \sin \theta$$

2.1.2 : Elasticité de la membrane

Pour une membrane élastique linéaire fixée en A et A', la tension étant constante, la déformation l'est aussi :

$$\epsilon = \frac{du}{dx} = (\theta - \sin \theta) / \sin \theta$$

$$T = T_A = K \cdot (\theta - \sin \theta) / \sin \theta$$

$$\Delta Q = \Delta p_M \cdot B = 2K \cdot (\theta - \sin \theta)$$

La détermination de e la déflexion, et B* la largeur fictive permet le calcul de la tension dans la membrane $T = T_A$ et du gain de pression portante Δp_M correspondant (fig F39).

Déformée plane bi-circulaire :

$$\frac{e}{B^*} = (1 - \cos \theta) / \sin \theta$$

[6]

$$\frac{T}{K} = (\theta - \sin \theta) / \sin \theta$$

$$\frac{\Delta p_M \cdot B}{K} = 2 (\theta - \sin \theta)$$

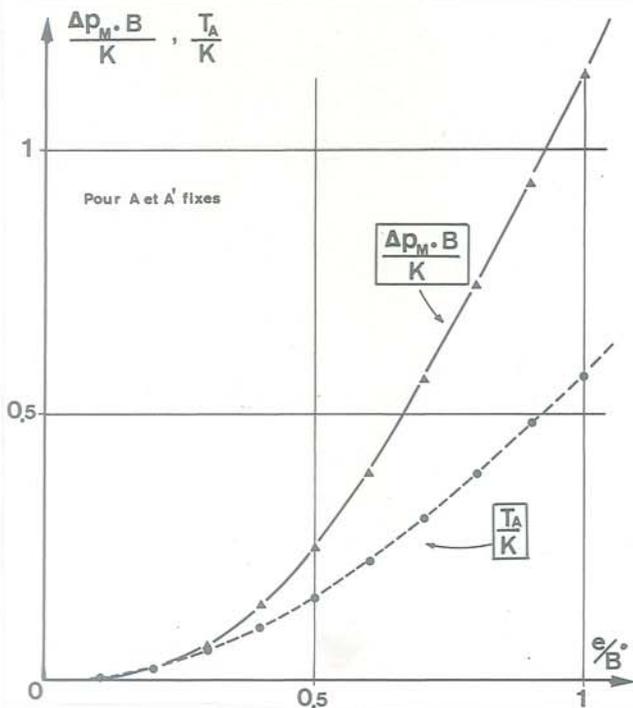


Fig F39 : Effet membrane : membrane bi-circulaire, fixée en A, A'

IV.2.2 : Membrane parabolique à points A_p, A'_p fixes

Soit l'élément de géotextile situé sous le poinçon supposé fixé, aux deux points latéraux à la plaque A_p et A'_p, et soumis à une contrainte verticale uniforme Δ q.

2.2.1 : Equilibre de la membrane

Equilibre horizontal

$$(T + \frac{dT\psi}{2}) \cos(\psi + \frac{d\psi}{2}) - (T\psi - \frac{dT\psi}{2}) \cos(\psi - \frac{d\psi}{2}) = 0$$

$$(T\psi + \frac{dT\psi}{2}) (\cos \psi - \sin \psi \frac{d\psi}{2}) - (T\psi - \frac{dT\psi}{2}) (\cos \psi + \sin \psi \frac{d\psi}{2}) = 0$$

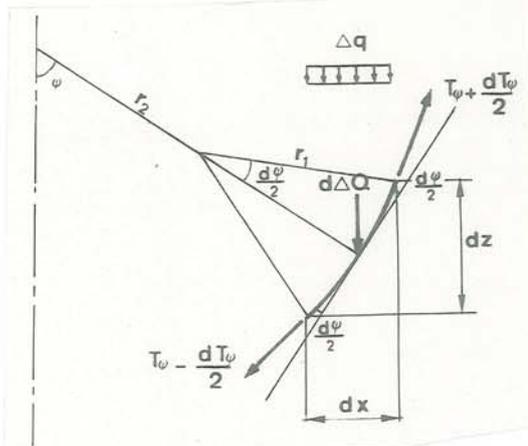
d'où $d(T\psi \cdot \cos \psi) = 0$ $T\psi \cdot \cos \psi = \text{cste} = T_I$

en passant en coordonnées cartésiennes

T_x = composante suivant x de la tension

T_z = composante suivant z de la tension

d(T_x) = 0 $T_x = T_I = \text{constante}$



Equilibre vertical

$$(T\psi + \frac{dT\psi}{2}) \cdot (\sin(\psi + \frac{d\psi}{2})) - (T\psi - \frac{dT\psi}{2}) \cdot (\sin(\psi - \frac{d\psi}{2})) + d(\Delta Q) = 0$$

$$(T\psi + \frac{dT\psi}{2}) \cdot (\sin \psi + \cos \psi \cdot \frac{d\psi}{2}) - (T\psi - \frac{dT\psi}{2}) \cdot (\sin \psi - \cos \psi \frac{d\psi}{2}) + d(\Delta Q) = 0$$

d'où $d(T\psi \sin \psi) + d(\Delta Q) = 0 = d(T\psi \cdot \cos \psi \cdot \text{tg } \psi)$

en coordonnées cartésiennes

$$d(T_x \cdot \frac{dz}{dx}) + dx \cdot \Delta q = 0$$

$$T_x \cdot \frac{d^2z}{dx^2} + \Delta q = 0$$

$$z = \frac{-\Delta q}{2T_I} \cdot x^2 + \frac{\Delta q \cdot L^2}{8T_I}$$

La déformée est donc un élément de parabole dont la flèche au centre est :

$$e = \frac{\Delta q \cdot L^2}{8T_I} \quad (\text{fig F40})$$

La tension maximale est obtenue pour l'inclinaison ψ maximale puisque $T\psi = T_I / \cos \psi$, elle est donc maximale pour $x = L/2$.

$$\cos \psi = \frac{dx}{\sqrt{(dx)^2 + (dz)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 + (dz/dx)^2}}$$

en $x = L/2$ $(dz/dx)_{x=L/2} = -\frac{\Delta q \cdot L}{2T_I}$

$$\cos \psi = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{\Delta q^2 \cdot L^2}{4T_I^2}}}$$

$$\text{d'où } T_{\max} = T_I \cdot \sqrt{1 + \frac{\Delta q \cdot L^2}{4 T_I^2}}$$

$$\text{on pose } \beta = \frac{\Delta q \cdot L}{2 T_I} \quad (5)$$

$$\text{d'où } T_{\max} = T_I \cdot \sqrt{1 + \beta^2} \quad (6)$$

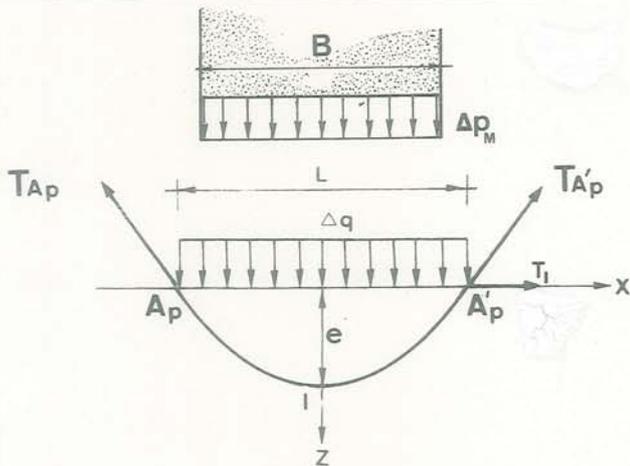


Fig F40 : Déformée théorique : membrane parabolique

2.2.2 : Elasticité de la membrane

$$\int_I^A \frac{T}{K} \cdot dx_0 + \frac{L}{2} = \int_I^A ds = \int_I^A dx \cdot \sqrt{1 + (dz/dx)^2}$$

$$\text{avec } \int_I^A ds = \frac{T_I}{\Delta q} \cdot \left(\frac{1}{4} \text{sh} \left(2 \text{Argsh} \frac{\Delta q \cdot L}{2 T_I} \right) + \frac{1}{2} \text{Argsh} \frac{\Delta q \cdot L}{2 T_I} \right)$$

$$= \frac{T_I}{\Delta q} \cdot \left(\frac{1}{4} \text{sh} (2 \text{Argsh } \beta) + \frac{1}{2} \text{Argsh } \beta \right)$$

$$= \frac{T_I}{\Delta q} \cdot (f(\beta) + \beta)$$

$$\text{avec } f(\beta) = \left(\frac{1}{4} \text{sh} (2 \text{Argsh } \beta) + \frac{1}{2} \text{Argsh } \beta - \beta \right)$$

$$\text{d'où } \int_I^A ds - \frac{L}{2} = \int_I^A \frac{T}{K} \cdot dx_0 = \int_I^A \frac{T_I \cdot dx_0}{\cos \psi \cdot K}$$

$$\text{avec } \cos \psi = dx/ds$$

$$\text{d'où } \int_I^A ds - L/2 = \int_I^A \frac{T_I}{K} \cdot ds \cdot \left(\frac{dx_0}{dx} \right)$$

On admet que les points de la membrane se déplacent verticalement $dx_0 = dx$ (c'est rigoureusement vrai pour A et I).

$$\text{d'où } \int_0^A \left(1 - \frac{T_I}{K} \right) \cdot ds = \frac{L}{2}$$

$$\text{d'où } \left(1 - \frac{T_I}{K} \right) (f(\beta) + \beta) = \beta$$

$$\frac{T_I}{K} = 1 - \frac{\beta}{f(\beta) + \beta} \quad (7)$$

d'où

$$T_{\max} = K \left(1 - \frac{\beta}{f(\beta) + \beta} \right) \cdot \sqrt{1 + \beta^2}$$

$$T_{\max} = K \cdot \frac{f(\beta) \cdot \sqrt{1 + \beta^2}}{f(\beta) + \beta}$$

$$\text{On a } \Delta q \cdot L = 2\beta \cdot T_I$$

$$\Delta p_M \cdot B = \Delta q \cdot L = \frac{2\beta}{\sqrt{1 + \beta^2}} \cdot T_{\max} \quad (8)$$

Déformée plane parabolique :

$$\frac{e}{L} = \frac{\beta}{4}$$

[7]

$$\frac{T_{\max}}{K} = \frac{f(\beta) \sqrt{1 + \beta^2}}{f(\beta) + \beta}$$

$$\frac{\Delta p_M \cdot B}{K} = \frac{2 \cdot \beta \cdot f(\beta)}{f(\beta) + \beta}$$

IV.2.3 : Application de la théorie des membranes au poinçonnement d'un bicouche

L'évaluation du gain de pression portante Δp_M et de la tension maximale dans le géotextile nécessite la détermination de

B^* , e : déformée bi-circulaire
 L , e : déformée parabolique

Dans cette première phase des recherches, nous n'avons supposé aucune relation théorique e (r) sauf en (F.IV.4), ni de relation donnant B^* ou L en fonction de la structure (réfer IV.1.3). Donc ces paramètres sont estimés expérimentalement et la comparaison des gains de pression portante théoriques et expérimentaux permet de justifier ou d'infirmer les mécanismes de fonctionnement proposés.

2.3.1 : Détermination expérimentale de e

Dans le premier calcul proposé (Delmas (5)) nous avons considéré un effet membrane, non seulement dans la partie AA' du géotextile sous le poinçon (déflexion $e_p \approx d$), mais aussi latéralement (déflexion $e'_p = d/4$), là où le géotextile sous-tend les remontées du sol cohérent en écoulement plastique. Les expériences de poinçonnement qui ont suivi cette étude ont montré que l'écoulement plastique concernait une zone bien plus large que celle prévue théoriquement avec pour conséquence (fig F41), L' beaucoup plus grand que prévu et e'_p beaucoup plus faible que prévu : l'effet membrane étant croissant avec e'_p/L' , celui-ci devenait négligeable dans les zones latérales.

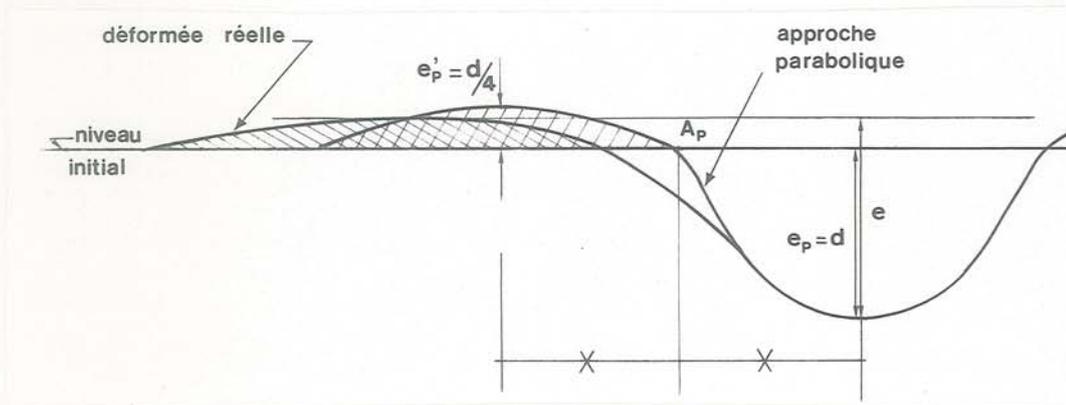


Fig F41 : Prise en compte des remontées latérales

Pour tenir compte de ces observations, les calculs en "bi-circulaire" et en "parabolique" ont été effectués en ne considérant qu'un effet membrane sous le poinçon, mais en prenant cependant en compte les remontées latérales pour l'estimation de e , la déflexion maximale sous l'axe du poinçon :

$$e \approx e_p + e'_p$$

amplitude verticale maximale du géotextile.

2.3.2 : Détermination expérimentale de B^* et L

B^* sera obtenu comme indiqué en (F.II.2) : c'est la distance horizontale entre les deux points de la nappe "symétriques" par rapport à l'axe du poinçon et situés à une profondeur $e/2$ (théoriquement $B^* = CC'$ - (fig F38) - distance horizontale entre les deux points d'inflexion). L est déduit de B^* : on considère la parabole passant par les points CC' expérimentaux distants de B^* . L est donné par l'intersection de la parabole avec la droite AA' (fig F42). Nous remarquons que L n'est pas constant au cours de l'enfoncement : $L = A_p A'_p$.

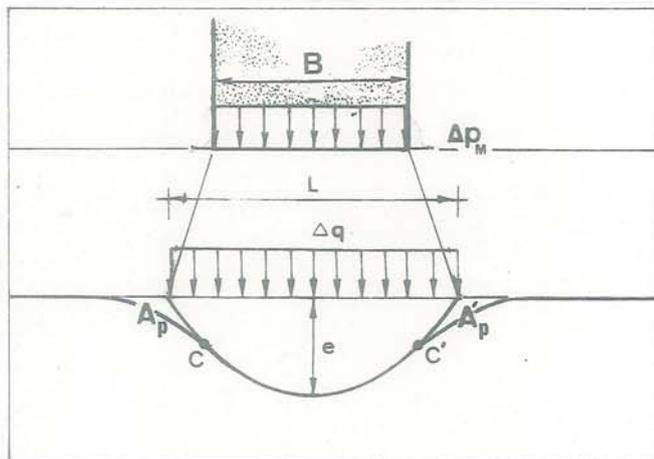


Fig F42 : Déformée parabolique : détermination de L

2.3.3 : Comparaison des deux méthodes proposées

Sur la fig F43, nous avons comparé les résultats obtenus par les deux hypothèses différentes (pour les mêmes e et B^*) :

Dans le cas bi-circulaire la tension est constante dans toute la partie en membrane ($T = T_A$). Dans le cas parabolique $T_{A_p} = T_{max}$.

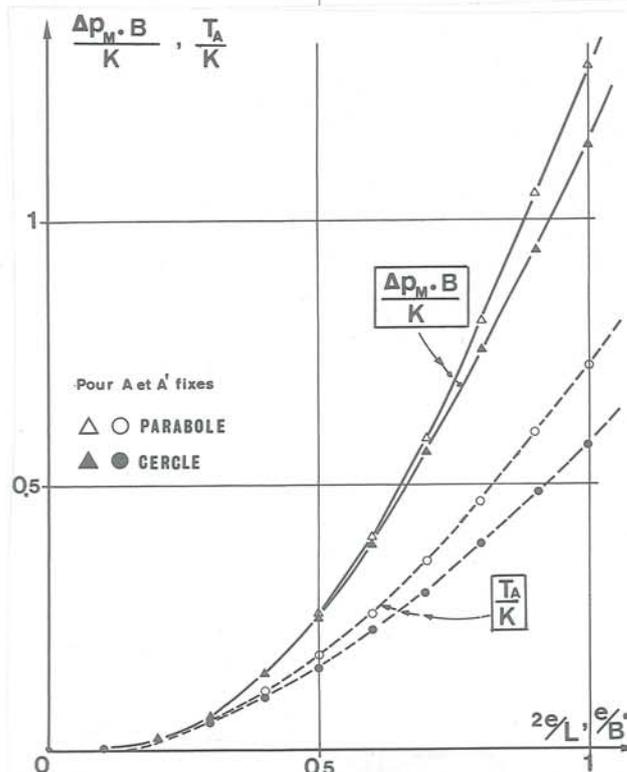
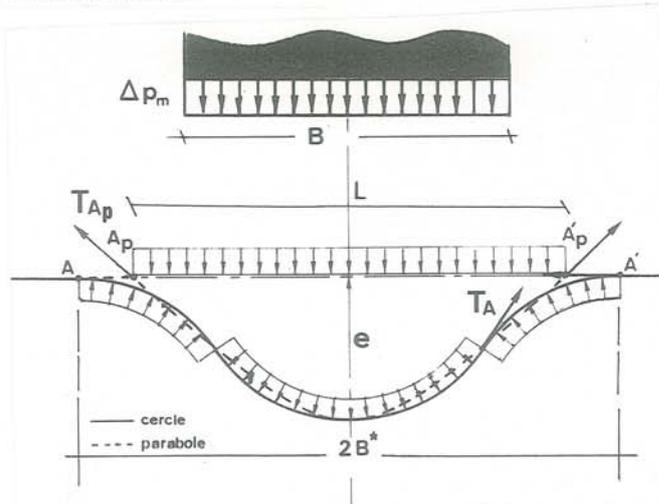


Fig F43 : Déformée de la membrane bi-circulaire ou parabolique : comparaison des résultats théoriques (points A, A' et A_p, A'_p fixes)

On constate que les deux hypothèses sur les contraintes reprises par la membrane donnent des résultats très proches. C'est pourquoi dans la suite de l'étude, nous avons abandonné le principe de la déformée parabolique dont les calculs, plus laborieux, seraient difficilement transposables en chargement cyclique.

De plus la déformée du géotextile réelle est proche de celle déterminée théoriquement à l'aide de la membrane bi-circulaire (fig F44).

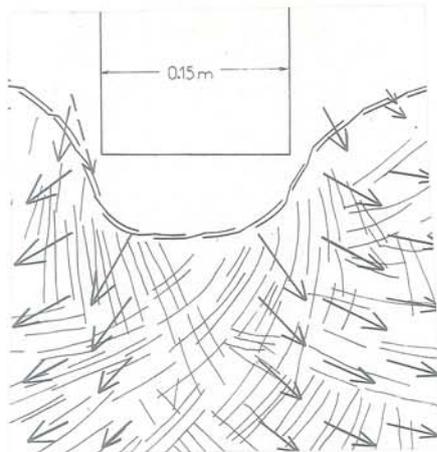
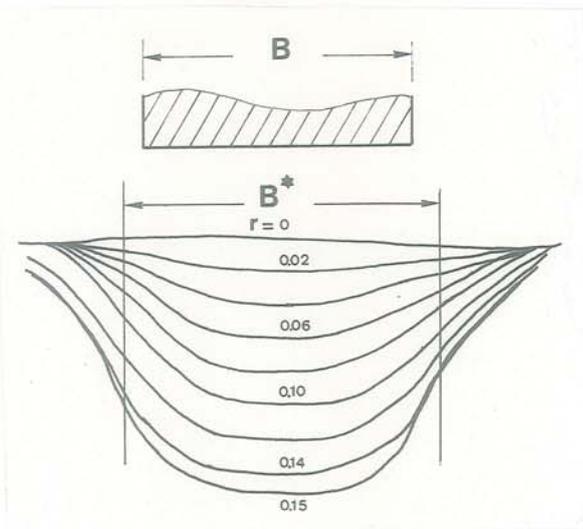
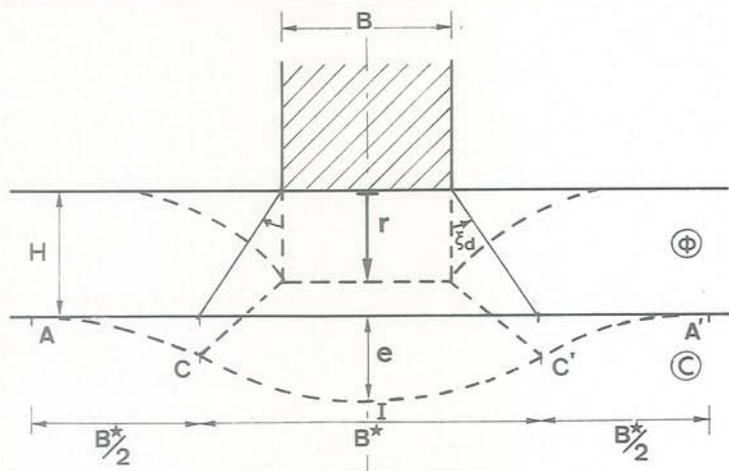


Fig F44 : Déformée bi-circulaire et déformée expérimentale
 (H = 0,10 m - ϕ 34° - $C_u = 10$ k Pa -
 BD 150 libre - L = 1 m) \rightarrow B* = 0,185 m

F.IV.3 - EFFET MEMBRANE AXISYMETRIQUE

IV.3.1 : Membrane bi-sphérique à points A, A' fixes :

Nous considérerons que la directrice de la calotte est à double arc (fig F45), que la membrane reprend une pression uniforme Δq , et que ses bords sont fixes.

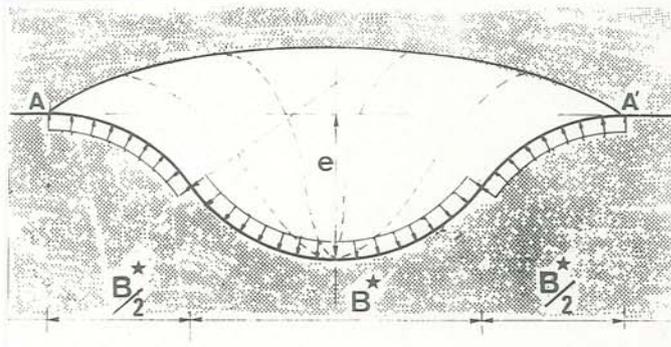
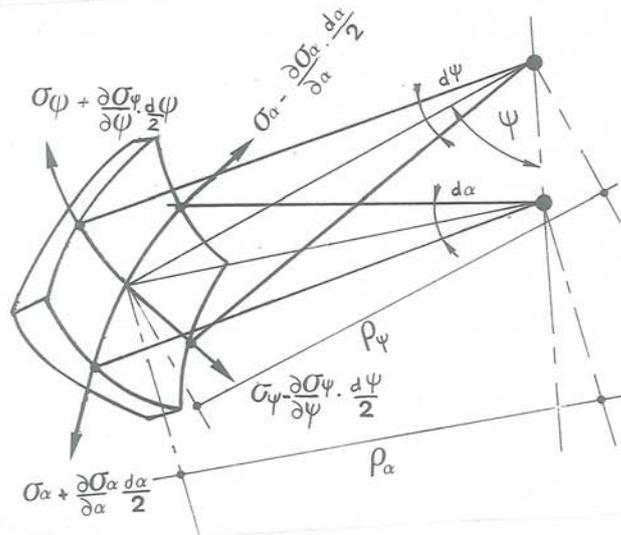


Fig F45 : Déformée de la membrane - cas axisymétrique

3.1.1 : Equilibre de la membrane



Equilibre normal au plan

$$\begin{aligned} & (T_\psi - \frac{\partial T_\psi}{\partial \psi} \cdot \frac{\partial \psi}{2}) (\rho_\alpha - \frac{\partial \rho_\alpha}{\partial \psi} \cdot \frac{\partial \psi}{2}) d\alpha \cdot \sin \frac{\partial \psi}{2} + \\ & (T_\psi + \frac{\partial T_\psi}{\partial \psi} \cdot \frac{d\psi}{2}) (\rho_\alpha + \frac{\partial \rho_\alpha}{\partial \psi} \cdot \frac{\partial \psi}{2}) d\alpha \cdot \sin \frac{\partial \psi}{2} + \\ & (T_\alpha + \frac{\partial T_\alpha}{\partial \psi} \cdot \frac{d\alpha}{2}) (\rho_\psi - \frac{\partial \rho_\psi}{\partial \alpha} \cdot \frac{\partial \alpha}{2}) d\psi \cdot \sin \frac{\partial \alpha}{2} + \\ & (T_\alpha - \frac{\partial T_\alpha}{\partial \alpha} \cdot \frac{d\alpha}{2}) (\rho_\psi + \frac{\partial \rho_\psi}{\partial \alpha} \cdot \frac{\partial \alpha}{2}) d\psi \cdot \sin \frac{d\alpha}{2} \end{aligned}$$

$$= \Delta q \cdot (\rho_\psi \cdot \rho_\alpha \cdot d\psi \cdot d\alpha)$$

$$d'o\grave{u} \quad \frac{T_\psi}{\rho_\psi} + \frac{T_\alpha}{\rho_\alpha} = \Delta q$$

Equilibre tangent à la membrane

$$(T_\psi + \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial T_\psi}{\partial \psi} \cdot d\psi) \cdot (\rho_\alpha + \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial \rho_\alpha}{\partial \psi} \cdot d\psi) \cdot d\alpha =$$

$$(T_\psi - \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial T_\psi}{\partial \psi} \cdot d\psi) \cdot (\rho_\alpha - \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial \rho_\alpha}{\partial \psi} \cdot d\psi) \cdot d\alpha$$

$$d'o\grave{u} \quad \rho_\alpha \cdot T_\psi = cste$$

$$(T_\alpha + \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial T_\alpha}{\partial \alpha} \cdot d\alpha) \cdot (\rho_\psi + \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial \rho_\psi}{\partial \alpha} \cdot d\alpha) \cdot d\psi =$$

$$(T_\alpha - \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial T_\alpha}{\partial \alpha} \cdot d\alpha) \cdot (\rho_\psi - \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial \rho_\psi}{\partial \alpha} \cdot d\alpha) \cdot d\psi$$

$$d'o\grave{u} \quad \frac{\partial \rho_\psi}{\partial \alpha} \cdot T_\alpha + \frac{\partial T_\alpha}{\partial \alpha} \cdot \rho_\psi = 0$$

vérifié du fait de l'axisymétrie :

$$\frac{\partial \rho_\psi}{\partial \alpha} = 0 \text{ et } \frac{\partial T_\alpha}{\partial \alpha} = 0$$

Equilibre vertical global

$$T_\psi \cdot \sin \psi \cdot (2 \pi \rho_\psi \cdot \sin \psi) = \Delta q \pi (\rho_\psi \sin \psi)^2$$

$$\frac{T_\psi}{\rho_\psi} = \frac{\Delta q}{2} + \frac{T_\alpha}{\rho_\alpha} = \frac{\Delta q}{2}$$

3.1.2 : Elasticité de la membrane

On est dans le cas d'une membrane mince (épaisseur b) : on négligera σ_r contrainte normale à la membrane.

Soit E le module d'Young de la membrane :

$$\epsilon_\alpha = \frac{1}{E} (\sigma_\alpha - \nu \cdot \sigma_\psi) = \frac{1}{Eb} (T_\alpha - \nu \cdot T_\psi)$$

$$\epsilon_\psi = \frac{1}{E} (\sigma_\psi - \nu \cdot \sigma_\alpha) = \frac{1}{Eb} (T_\psi - \nu \cdot T_\alpha)$$

Mais on ne peut résoudre le problème analytiquement sans faire d'hypothèse complémentaire :

Des études expérimentales (Dallaire -(E.15)- ont montré que les déformations réelles de membranes, soumises à une pression uniforme, étaient quasi-sphériques, la calotte étant cependant légèrement aplatie en son sommet. Cette hypothèse de sphéricité a été prise en compte par Giroud -(6)-.

On obtient :

$$\rho_\psi = \rho_\alpha = R \text{ constant } \forall \alpha, \psi$$

On en déduit :

$$T_\psi = T_\alpha = \frac{\Delta q \cdot R}{2} = T$$

La tension est homogène et isotrope.

En posant $\psi_{max} = \theta$

$$R = B^* / 2 \sin \theta$$

$$e = 2 R (1 - \cos \theta)$$

$$\epsilon = \epsilon_\psi = \epsilon_\alpha = \frac{1 - \nu}{Eb} T = \frac{1}{K(1 + \nu)} T$$

et toujours :

$$\epsilon = \frac{\theta - \sin \theta}{\sin \theta}$$

Enfin l'équilibre vertical donne pour le gain de portance global dû à la membrane :

$$\Delta P_M \cdot \frac{\pi B^2}{4} = T \cdot \sin \theta \cdot \pi B^*$$

Déformée axisymétrique bi-sphérique :

$$\frac{e}{B^*} = \frac{1 - \cos \theta}{\sin \theta}$$

[8]

$$\frac{T}{K} = (1 + \nu) \cdot \frac{\theta - \sin \theta}{\sin \theta}$$

$$\frac{\Delta P_M \cdot \pi B^2 / 4}{K} = (1 + \nu) \cdot (\theta - \sin \theta) \cdot \pi B^*$$

Sur la fig F46 nous avons comparé les résultats théoriques obtenus en axisymétrie pour un tissé et un non-tissé en les différenciant par un écart sur le coefficient de Poisson.

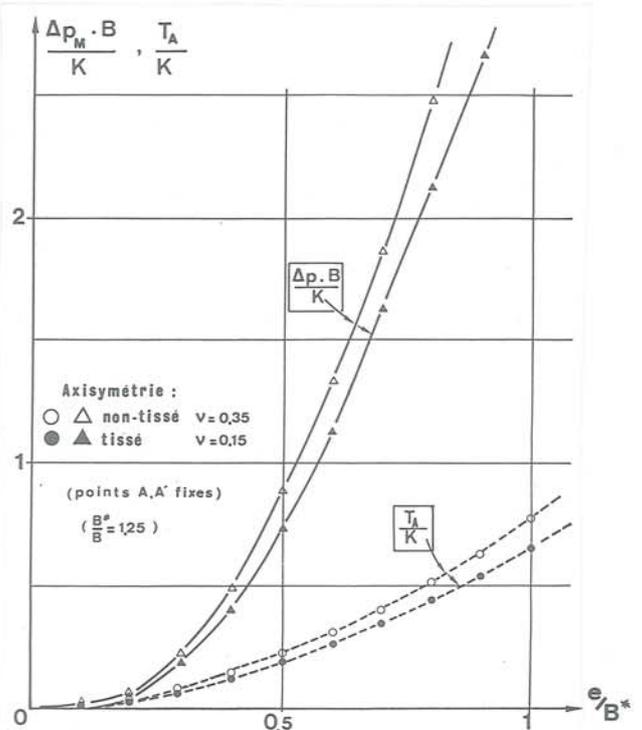


Fig F46 : Déformée de la membrane bi-sphérique : résultats théoriques (A, A' fixes) : tissés (ν = 0,15) et non-tissés (ν = 0,35)

F.IV.4 - COMPARAISON DES EFFETS MEMBRANE PLAN ET AXISYMETRIQUE

Nous allons comparer les résultats obtenus en déformation plane [6] et en axisymétrie [8] pour une membrane soumise à une pression uniforme Δq et fixée sur ses bords A, A'.

Il est en effet intéressant de savoir quel type d'essai, plan ou axisymétrique, fait apparaître "l'effet membrane" le plus fort pour une même structure renforcée.

Le gain de force portante sera calculé pour une même surface de base du poinçon, en déformation plane et en axisymétrie, et pour une largeur B de plaque égale au diamètre du poinçon circulaire :

soit $l = \pi \cdot B/4$ la longueur de plaque ("infinie") prise en compte.

$$\frac{\Delta p_M \cdot S}{K} = (\theta - \sin \theta) \cdot \frac{\pi B}{2} \quad (\text{plan})$$

$$\frac{\Delta p'_M \cdot S}{K} = (\theta' - \sin \theta') \cdot (1 + \nu) \cdot \pi B^* \quad (\text{axisymétrique})$$

Pour un même enfoncement e au niveau de l'interface argileuse, les gains d'effort portant sont dans le rapport :

$$\frac{\Delta p'_M \cdot S}{\Delta p_M \cdot S} = \frac{2(1 + \nu) \cdot B^*}{B}$$

Mais la comparaison des déflexions obtenues expérimentalement en axisymétrie (Schaal -(32)-), avec les déflexions obtenues dans notre modèle de déformation plane, montre que $e'(r) < e(r)$.

Pour un même orniéage r de surface, le rapport des gains de force portante sera donc plus difficile à établir. Afin de déterminer ce rapport, nous allons estimer le rapport (e'/e) , à même r :

Pour une même largeur fictive $B^* = B = B(1 + \eta)$ et une couche de couverture incompressible en poinçonnement :

Nous écrivons que le volume de sol de couverture sous le poinçon est indépendant de l'orniéage r.

déformation plane :

$$r \cdot (1 + \eta/2) = (\eta/2) \cdot H + [(10 + 7\eta)/12]e$$

axisymétrie :

$$r \cdot (1 + \eta) = \eta \cdot H + \frac{e'}{4} (3 + 4\eta) - \frac{e'^3}{6B^2}$$

La détermination de e, e', associée à [6] en déformation plane et [8] en axisymétrie, permet une comparaison des gains de pression portante (fig F47) :

Le gain de portance est nettement supérieur en axisymétrie, sauf pour les faibles orniéages (mais dans ce cas l'effet membrane est de toute manière très faible).

Quant aux gains relatifs de portance :

$$p_0 \cdot B \cdot l = q_0 \cdot B^* \cdot l = q_0 \cdot \frac{\pi B B^*}{4} \quad (\text{plan})$$

$$p'_0 \cdot \frac{\pi B^2}{4} = q_0 \cdot \frac{\pi B^*{}^2}{4} \quad (\text{axisymétrique})$$

$$\text{Donc : } p'_0 = (1 + \eta_0) p_0$$

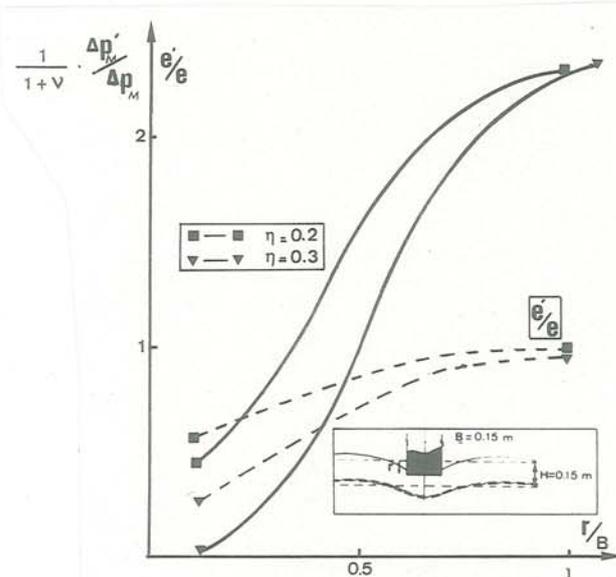
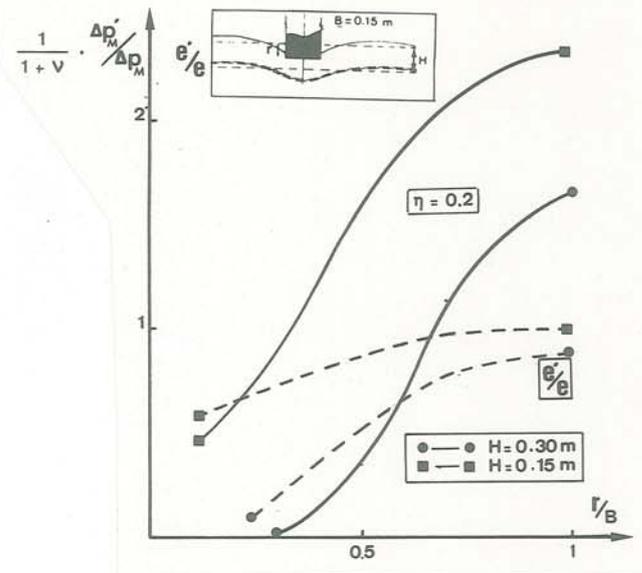


Fig F47 : Rapport de l'effet membrane axisymétrique sur l'effet membrane plan

Les travaux expérimentaux de Lebeque -(14)- justifient les hypothèses de calcul faites :

sur modèle, on retrouve :

$$p'_0(r) > p_0(r)$$

$$q'_0(e'_0) = q_0(e_0)$$

D'où :

$$\frac{\Delta p'_M / p'_0}{\Delta p_M / p_0} = \frac{(\theta' - \sin \theta')}{(\theta - \sin \theta)} \cdot 2(1 + \nu) \cdot \left(\frac{1 + \eta}{1 + \eta_0} \right)$$

$$\text{avec } \theta = 2 \arctg \frac{e}{B(1 + \eta)}$$

Rappelons que si l'on veut obtenir la différence de résistance au poinçonnement entre le cas plan et le cas axisymétrique, il faudra, de plus, prendre en compte "l'effet répartiteur" :

$$B^*_0 = B^*_0 = B(1 + \eta_0)$$

$$B^* = B^* = B(1 + \eta)$$

supposées identiques pour le cas plan et le cas axisymétrique.

Pour un même ornierage r , on obtient :

$$\Delta p_R' \cdot S = q_0'(e') \cdot \frac{\pi B^{*2}}{4} - q_0'(e_0') \cdot \frac{\pi B_0^{*2}}{4}$$

(axisymétrie)

$$\Delta p_R \cdot S = q_0(e) \cdot B \cdot 1 - q_0(e_0) \cdot B_0 \cdot 1$$

(plan)

Nous supposons comme ci-dessus :

$$q_0'(e_0') = q_0(e_0)$$

$$q_0'(e') = q_0(e)$$

même pression portante à l'interface argileuse pour un même ornierage r .

Soit :

$$\Delta p_R' \cdot S = \frac{\pi B^2}{4} \cdot \left[q_0(e) \cdot (1 + \eta)^2 - q_0(e_0) \cdot (1 + \eta_0)^2 \right]$$

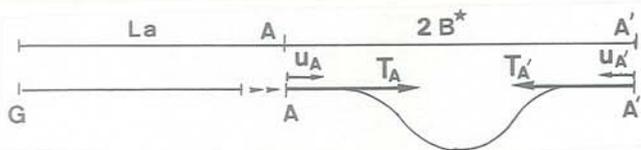
[10]

$$\Delta p_R \cdot S = \frac{\pi B^2}{4} \cdot \left[q_0(e) \cdot (1 + \eta) - q_0(e_0) \cdot (1 + \eta_0) \right]$$

F.IV.5 - COMPORTEMENT GLOBAL EN MEMBRANE AVEC ANCRAGE GLISSANT

Nous avons jusqu'à présent considéré que les points A, A' limitant la partie du géotextile en membrane étaient fixes. En réalité ces points sont glissants. Nous considérerons que les parties latérales AG, A'G' du textile constituent l'ancrage nécessaire à la reprise des tensions dans la membrane (longueur L_a) :

à une tension T_A en membrane, correspond un déplacement u_A du point A. La relation $T_A(u_A)$ est donnée par l'étude du comportement en ancrage (réf. E.IV.1).



Pour l'élément de membrane, à partir de l'état d'équilibre fictif $[(T)_I, (e)_I]$ obtenu pour A, A' fixes, on atteint un second état d'équilibre $[(T)_{II}, (e)_{II}]$:

glissement u_A de A et A'

$$(T)_{II} < (T)_I$$

$$(e)_{II} > (e)_I$$

L'état d'équilibre (II) est obtenu en associant les calculs en membrane (F.IV.2.1) et en ancrage (E.IV.1).

IV.5.1 : Comportement général

Nous considérons le cas le plus général d'un géotextile bi-module (E.I.1.1) et nous appellerons K_A le module du géotextile en ancrage, et K_M , en membrane.

La tension $T = T_A$ est constante dans la zone en membrane (même module en tout point), mais pas dans la zone en ancrage ($\leq T_A$).

Considérons le cas plan de la déformée bi-circulaire [6] :

avec $T_A = f(u_A)$ relation d'ancrage (E.IV.1) et soit T la tension et ϵ la déformation dans la zone en membrane.

Nous tenons compte du glissement u_A en considérant que la longueur initiale de la zone en membrane est égale à $(2B^* + 2u_A)$.

Le système à résoudre est donc le suivant :

* déformation de la membrane glissante

[11] $\epsilon = (\theta / \sin \theta - 1 - u_A / B^*)$

* déflexion relative

[12] $e / B^* = (1 - \cos \theta) / \sin \theta$

* gain de portance

[13] $\Delta Q = \Delta p_M \cdot B = 2 T \cdot \sin \theta$

* membrane en traction

[14] $T \leq T^* : T = K_M \cdot \epsilon$

[15] $T \geq T^* : T = K_M^* \cdot \epsilon + (1 - \frac{K_M^*}{K_M}) \cdot T^*$

* géotextile en ancrage

$T_A = f(u_A)$

[15] $T_A < T^* : \text{relation [E.19]}$

$T_A > T^* : \text{relations [E.20 ou E.21]}$

* compatibilité entre la membrane et l'ancrage

[16] $T = T_A$

Le système pourrait évidemment être résolu pour des comportements en traction [14], et en ancrage [15] quelconques, comme le montreront les abaques ci-dessous. Par la suite nous n'avons considéré qu'un comportement en traction linéaire afin de faire clairement apparaître l'influence des paramètres.

La résolution du problème d'équilibre du géotextile peut être obtenue à partir d'abaques (fig F48) :

$$[11] + [12] \quad e / B^* = g(\epsilon, u_A / B^*)$$

$$[13] + [12] \quad T = h(\epsilon, \Delta Q, u_A / B^*)$$

$$[14] \quad T = t(\epsilon)$$

$$[15] + [16] \quad T = T_A = f(u_A)$$

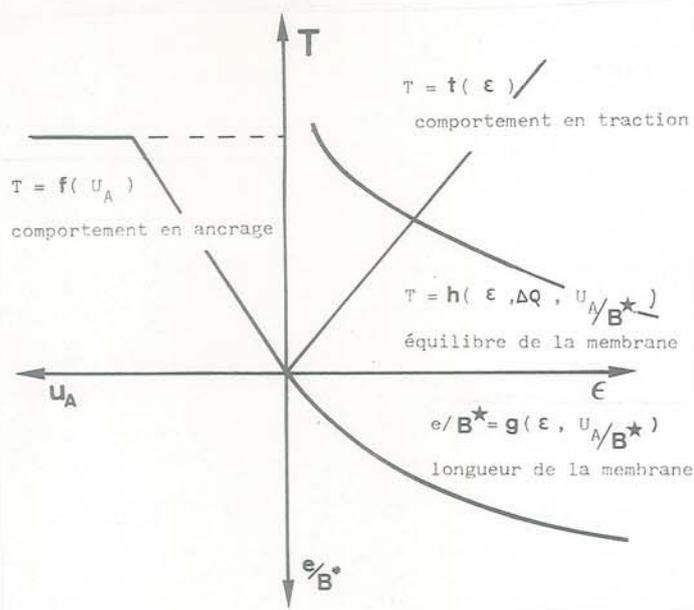


Fig F48 : Calcul du gain de portance en membrane

L'utilisation des abaques est aisée. Il suffit de tracer une seule courbe d'équilibre de la membrane $T = h(\epsilon, \Delta Q, 0)$. Une courbe d'équilibre quelconque $T = h(\epsilon, \Delta Q', u_A/B^*)$ s'en déduira : (Fig.F49)

(I) : un glissement u_A correspond à une translation horizontale (u_A/B^*) de la courbe d'équilibre $T = h(\epsilon, \Delta Q, 0)$ et de la courbe $e/B^* = g(\epsilon, 0)$.

(II) : une modification du gain de portance ΔQ correspond à une modification de la courbe d'équilibre de la membrane $T = h(\epsilon, \Delta Q, u_A/B^*)$ dans le rapport des gains de portance $\Delta Q'/\Delta Q$.

Pour une modification simultanée des deux paramètres ΔQ et u_A , on agit par superposition de (I) et (II).

IV.5.2 : Influence théorique des différents paramètres de structure

Afin de faire concrètement apparaître l'influence théorique des différents paramètres de la structure bicouche renforcée, nous avons considéré deux textiles types et un bicouche prédéterminé :

B^* (m)	σ_N (kPa)	géotextile	K (kN/m)	$\overline{\tau}_p$ (kPa)	u_p (m)
0,20	10	tissé	250	7,0	0,01
"	"	non-tissé	50	8,4	0,01

$\overline{\tau}_p$ est la contrainte moyenne limite tangentielle au géotextile :

$$\overline{\tau}_p = \frac{1}{2} (C_g + \sigma_N \cdot \text{tg } \phi_g) \text{ moyenne des 2 interfaces}$$

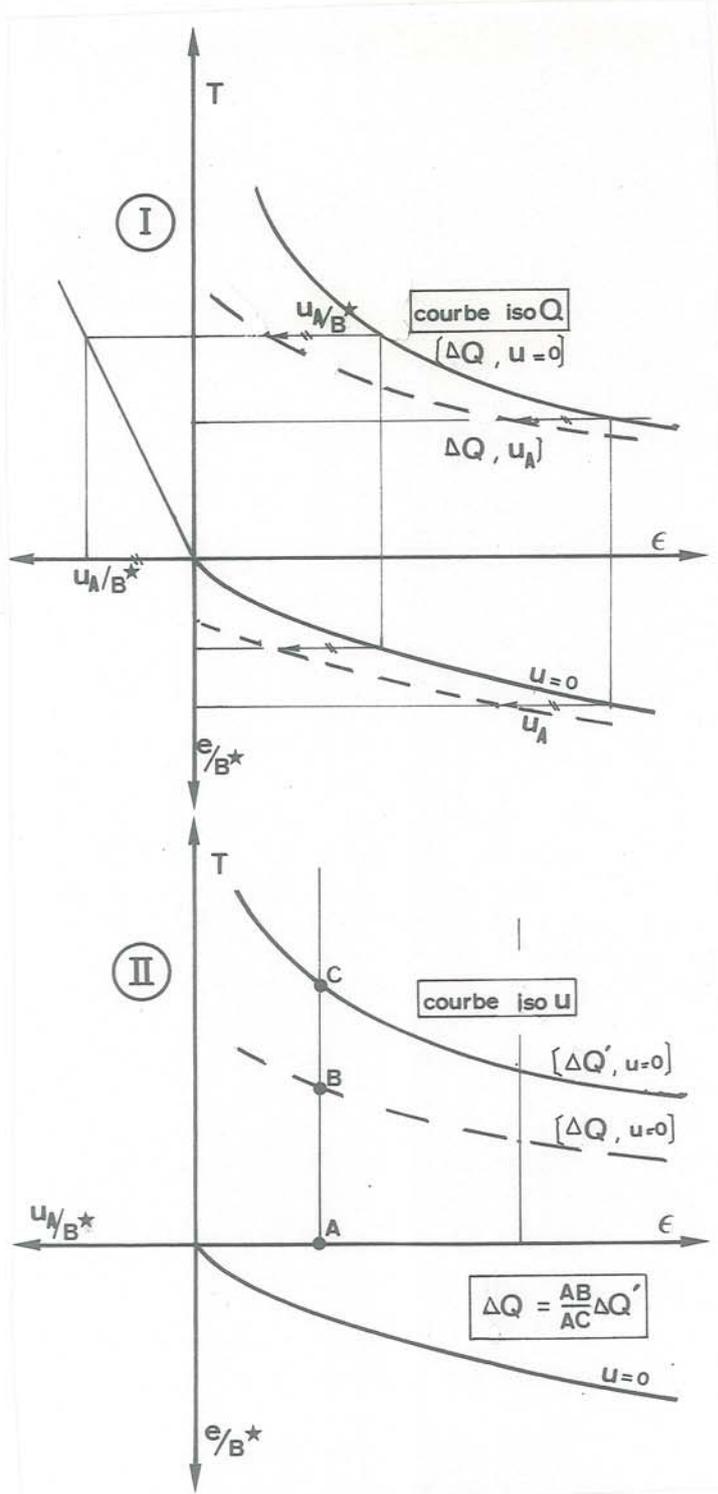


Fig F49 : Utilisation pratique des abaques de gain de portance en membrane

La qualité de contact du tissé a été prise légèrement inférieure à celle du non-tissé, suivant les résultats obtenus en (E.III).

5.2.1 : Influence du module du géotextile sur le gain de portance

Nous considérons le cas d'une longueur d'ancrage surabondante pour les deux géotextiles (cas où $T < T_p$ effort de palier dans l'ancrage).

L'abaque a été complété par le diagramme de variation du gain de portance ΔQ en fonction de la déflexion relative (e/B^*), déduit de l'interprétation de l'abaque (fig F50).

Pour un même gain de portance dû à l'effet membrane, le glissement u_A est inférieur pour le tissé, la tension plus forte et la déflexion (e/B^*) plus faible.

Notons que dans ce cas schématique, nous n'avons pas envisagé d'augmentation de B^* due au module K , comme indiqué en (IV.1.3).

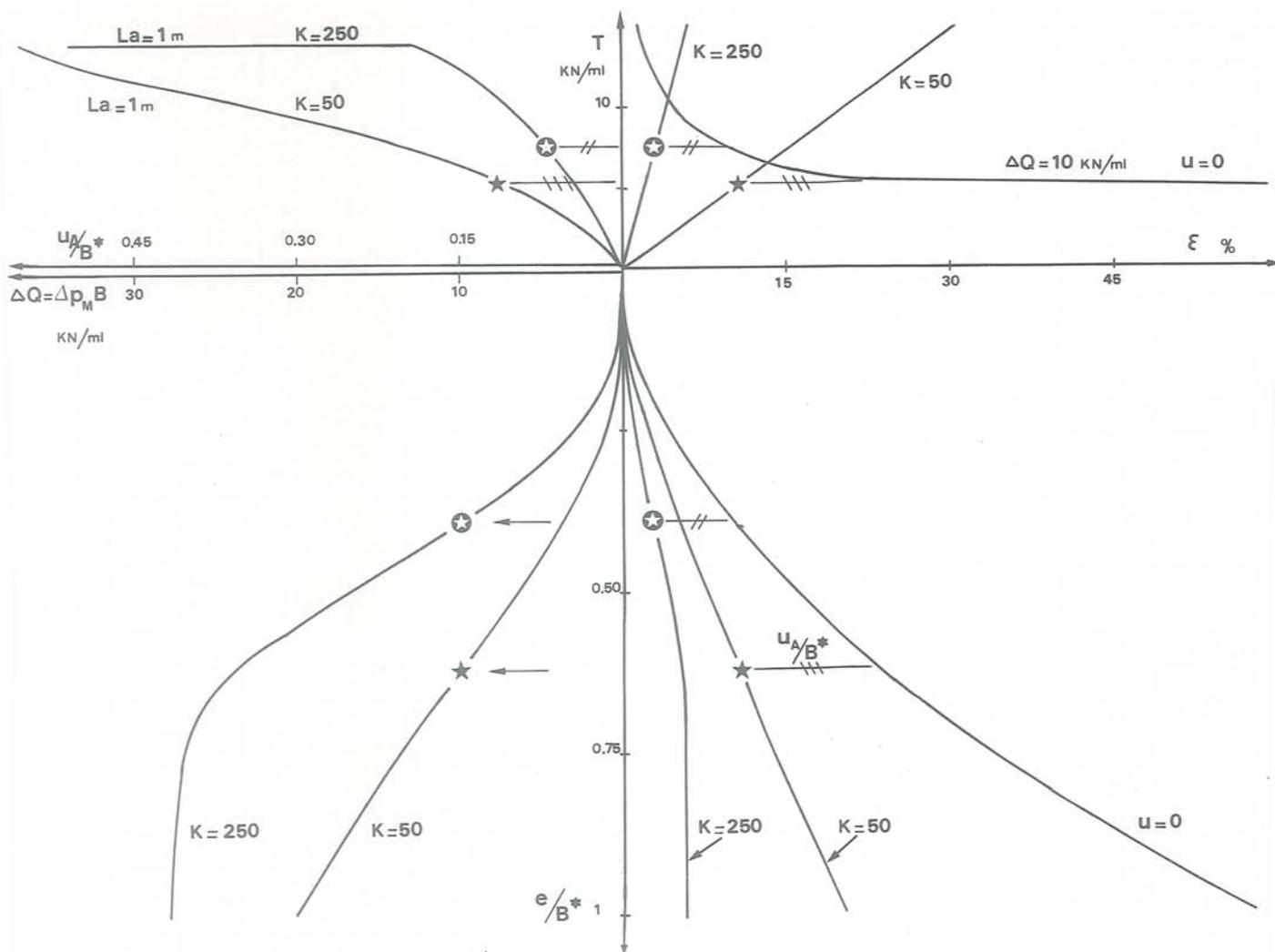


Fig F50 : Influence théorique du module K sur le gain de portance (effet membrane seul)

5.2.2 : Influence du module du géotextile sur la fonction anticontaminante

Le géotextile placé à l'interface d'une couche de forme sur sol mou a fréquemment un rôle uniquement séparateur. Il est donc primordial qu'il garde sa continuité au cours des grands tassements différentiels imposés au bicouche.

On utilise dans ce cas l'abaque en fixant la déflexion relative (e/B^*) : on constate (fig F51) que les tensions sont très supérieures dans le géotextile de fort module : l'effort de traction à la rupture T_r d'un géotextile doit croître avec son module.

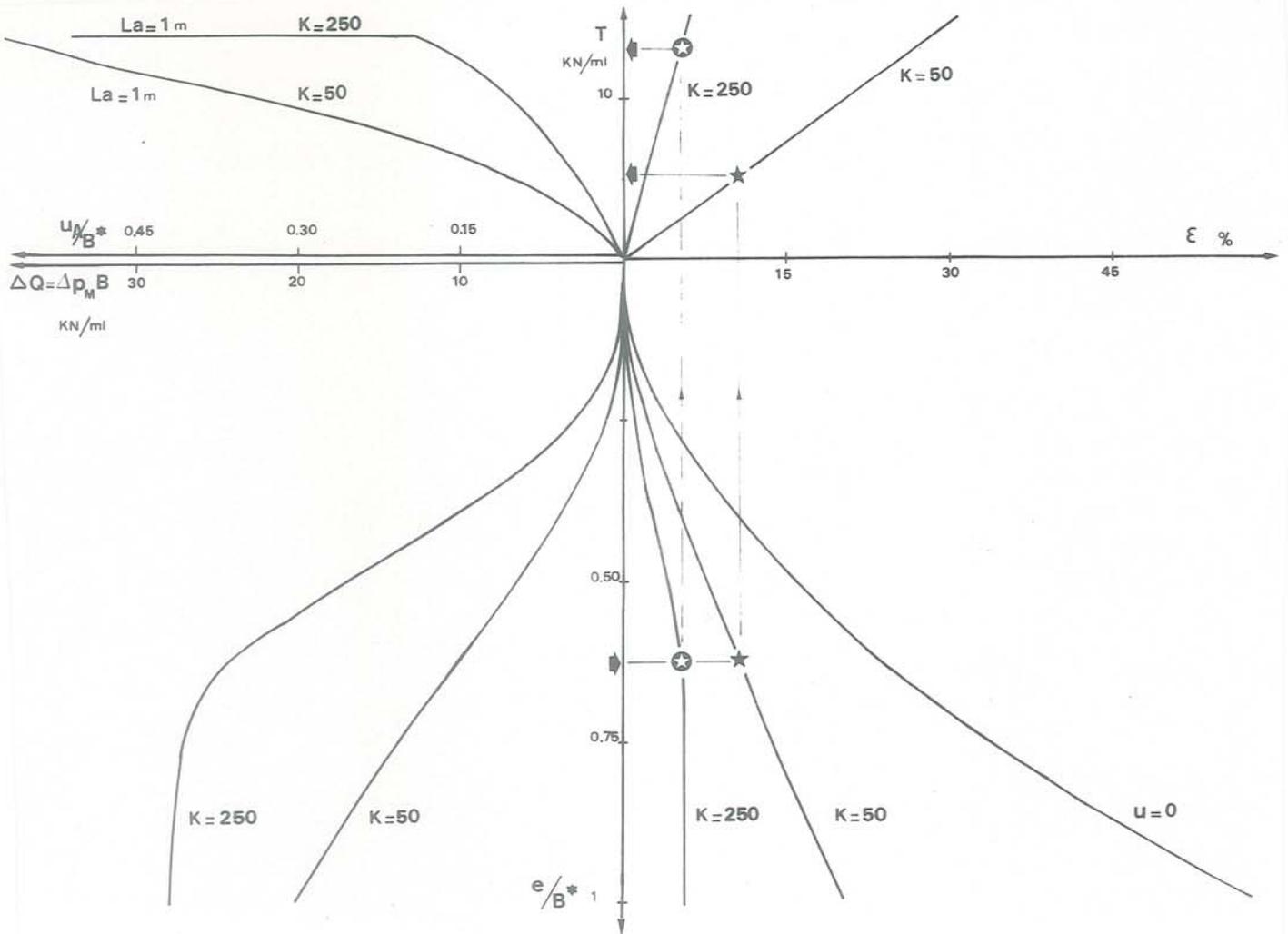


Fig F51 : Module du géotextile et fonction anticontaminante

5.2.3 : Influence de la tension limite d'ancrage T_p

Nous envisageons le cas d'une variation de la longueur d'ancrage L_a couplée à une variation du module K .

Pour les deux longueurs d'ancrage $L_a = 1,00$ m et $L_a = 0,50$ m, le comportement pour les deux géotextiles est pratiquement indépendant de L_a , jusqu'à $\Delta Q = 10$ kN/m. Ensuite, on atteint l'effort de palier en ancrage $T \approx T_p$ pour le tissé dont la qualité de contact est supposée inférieure à celle du non-tissé. A partir de là, c'est le bicouche renforcé par le non-tissé qui tendra à présenter le comportement le plus rigide : (fig F52).

Nous prenons l'exemple $\Delta Q = 15$ kN/m : pour ce même gain de portance en membrane, le géotextile de plus faible module K , mais de meilleure qualité de contact, présente, pour une faible longueur d'ancrage ($L_a = 0,50$ m) un glissement u_A et une déflexion (e/B^*) inférieurs, pour une tension T très légèrement supérieure.

Ceci amène à considérer une longueur d'ancrage supérieure pour le tissé et le comportement est alors celui présenté en (5.2.1).

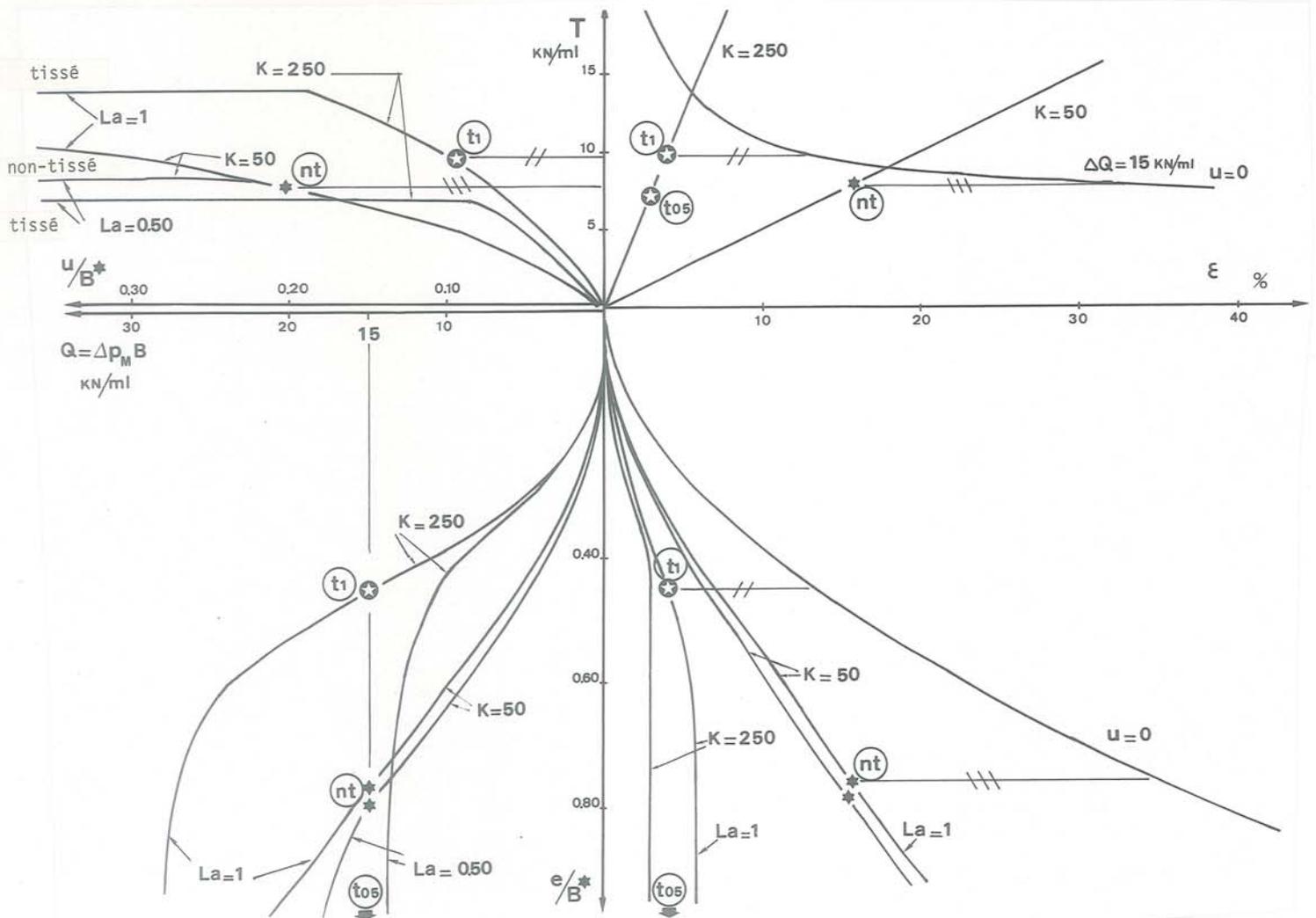


Fig F52 : Influence théorique du module K et de la tension limite d'ancrage T_p sur le gain de portance (effet membrane seul)

5.2.4 : Influence de la mise en oeuvre

Ces abaques permettent aussi de schématiser le comportement que l'on obtiendrait si l'on suivait les suggestions faites par certains concepteurs, concernant la mise en oeuvre du géotextile.

Ces abaques permettent ainsi de retrouver théoriquement une constatation expérimentale : l'effet du géotextile sur la résistance au poinçonnement ne devient conséquent que pour un orniéage important. Afin d'obtenir à faible orniéage un effet du géotextile, certains ont proposé une *prétension*, d'autres un *préorniéage*.

Prétension (T_{pt}) : (fig F53)

L'utilisation d'une prétension entraîne un gain sur (e/B^*) , le géotextile présentant un module plus élevé pour $(T < T_{pt})$, mais elle engendre dans la membrane des tensions plus élevées : on augmente ainsi le risque d'atteindre la tension de rupture T_r ou la tension limite en ancrage T_p .

Préorniéage (u_0/B^*)

Le préorniéage est équivalent à un glissement initial (sans mise en tension de la nappe) : u_0/B^* .

Le préorniéage entraîne une déflexion, ouvrage terminé, inférieure ; cette déflexion, sur l'abaque, est égale à :

$$(e/B^*) - (e/B^*)_0$$

5.2.5 : Prise en compte de la variation de largeur fictive

L'étude présentée ci-dessus se rapporte à l'estimation de l'effet membrane d'un géotextile dans un bicouche, une fois connues la déflexion e et la largeur fictive B^* . Mais la largeur B^* varie avec les paramètres de structure et en particulier le module K du textile : l'étude devrait être poursuivie pour définir les coefficients de la loi de variation de B^* proposée en (IV.1.3). De même pour $e(r)$: nous avons en (IV.4) proposé une première relation possible.

Une fois les lois de variation de B^* et e définies, il serait possible de comparer globalement les gains de portance (effet membrane + effet répartiteur) en fonction du massif bicouche et du géotextile choisi. Dans l'étude expérimentale présentée en F.III, nous disposons des valeurs de B^* et e mesurées durant l'essai de poinçonnement. Nous pourrions donc ainsi effectuer un calage du mécanisme de renforcement théorique par rapport aux résultats expérimentaux. C'est l'objet du chapitre suivant.

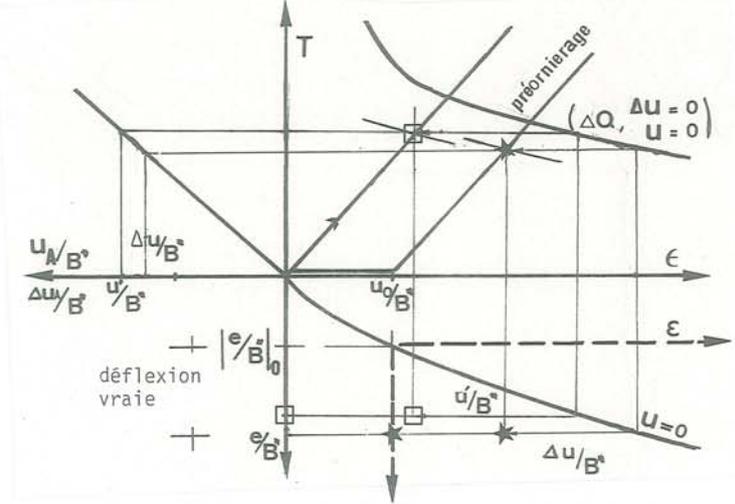
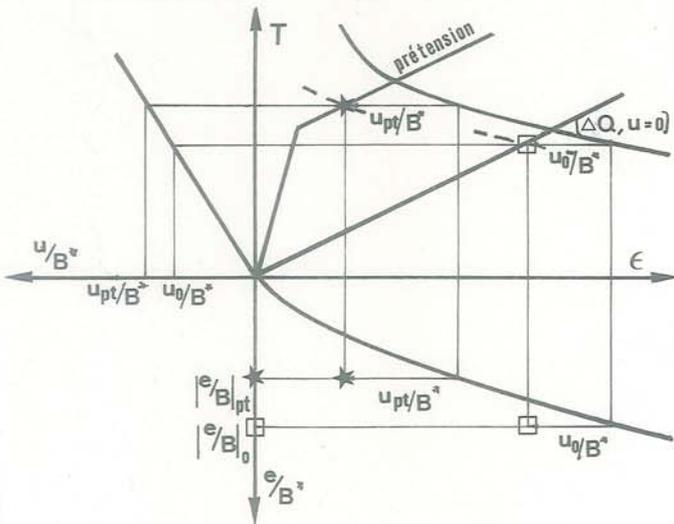


Fig F53 : Simulation théorique d'une prétension du géotextile ou d'un préorniéage

F.V - VALIDITE DU MECANISME DE RENFORCEMENT PROPOSE : COMPARAISON THEORIE-EXPERIENCE

Nous proposons dans ce chapitre une comparaison des gains de portance obtenus théoriquement et expérimentalement :

$$\text{expérimental } \Delta p(r) = p_g(r) - p_o(r)$$

$$\text{théorique } \Delta p(r) = \Delta p_R(r) + \Delta p_M(r)$$

La figure F54 résume le principe de la méthode théorique :

$$* \text{ le géotextile est caractérisé par : } K, K^* - L_a - \overline{\tau_p} = \frac{1}{2} (C_g + \sigma_N \operatorname{tg} \phi_g), u_p -$$

* l'étude expérimentale permet d'obtenir :

$$B_o^*, B^* - e_o(r), e(r) - u_G \text{ ou } T_G - \text{ et les glissements et déformations irréversibles en fin d'essai.}$$

Nous allons d'abord présenter une comparaison complète dans le cas d'un tissé (1) et d'un non-tissé (2), pour des bicouches de caractéristiques différentes.

H (m)	ϕ (°)	Cu (kPa)	textile -libre-	$\overline{\tau_p}$ (kPa)	u_p (m)	$K_A = K_M$ (kPa)	B^* (m)
(1) 0,15	48	27	t 205	6	0,005	200	0,19
(2) 0,15	34	27	BD 210	6	0,009	35	0,165

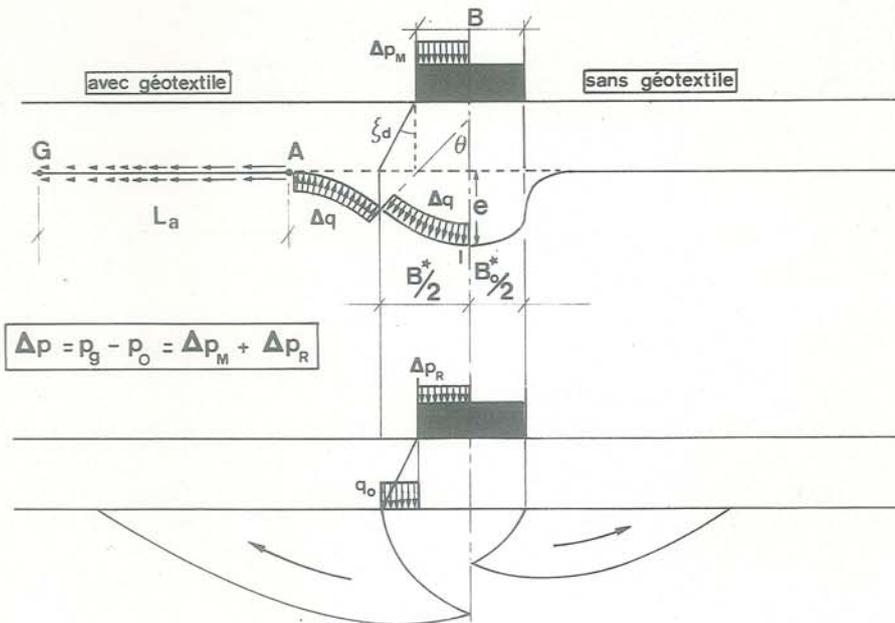


Fig F54 : Effet membrane + effet répartiteur : gain de portance théorique

F.V.1 - RENFORCEMENT PAR UN TISSE (t 205)

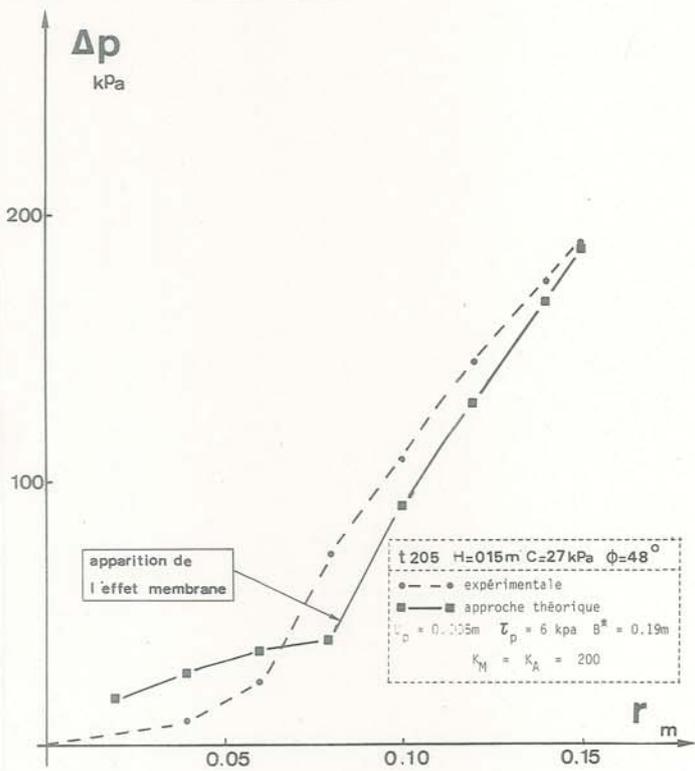
Il s'agit d'un tissé laminettes. Les caractéristiques du bicouche et du géotextile sont données dans le tableau ci-dessus.

La figure (F55-a) montre un bon accord entre le résultat d'essai et le calcul. On notera en particulier la rupture de pente correspondant à l'apparition d'un effet membrane significatif, le gain initial de portance n'étant dû qu'à l'effet répartiteur.

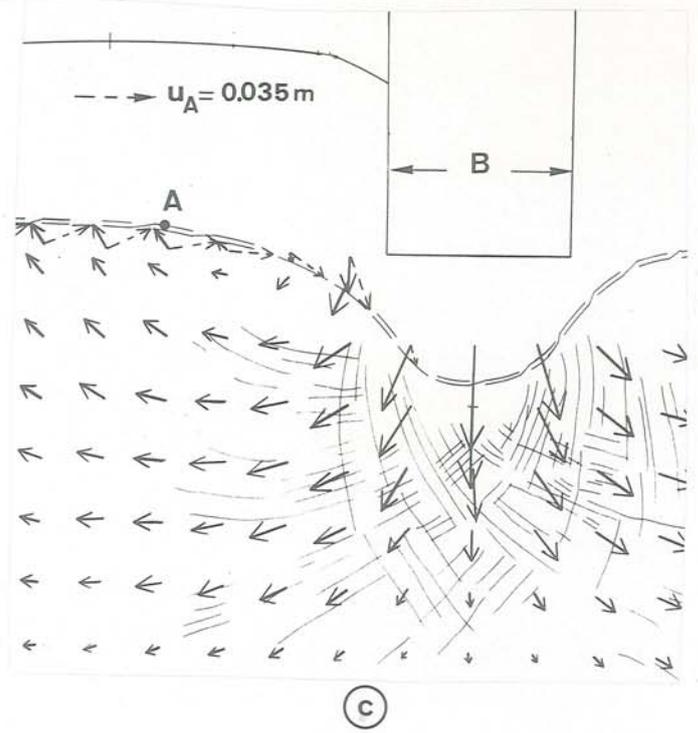
Pour justifier le mécanisme proposé, la comparaison des gains de portance est insuffisante.

Pour cela nous avons comparé les glissements en tête d'ancrage, u_A , en fin d'essai, expérimental (F55-c) et théorique (F55-b), soit 35 mm expérimentalement (retour élastique éventuel inclus) et 32 mm théoriquement. La bonne concordance de ces glissements correspond corrélativement à une bonne concordance des tensions dans la membrane.

Les résultats présentés en colonnes dans le tableau de la (fig F55-b) correspondent à des ornières r variant de 20 en 20 mm sauf pour l'orniérage ultime $r = 0,15$ m. Pour chaque orniérage, on mesure la déflexion e nécessaire au calcul (Perrier -(27)-).



(a)



(c)

NO ESSAI= 48
 COHESION= 27
 ANGLE DE FROTTEMENT= 34
 HAUTEUR DE LA COUCHE DE ROULEMENT= .15
 TEXTILE= T 205
 TYPE D'ANCRAGE= LIBRE
 L.DIFFUSION= .19
 NO ESSAI DE REFERENCE (SANS TEXTILE)= 38
 L.DIFFUSION DE REFERENCE (SANS TEXTILE)= .15
 KA= 200
 KM= 200
 SYGMA N= 2.355
 TAU P= 6
 UP= 5E-03
 LA= 1
 PAS DE DEPART= .05

r	ΔP _{R-B}	ΔP _{M-B}	ΔP _B		TA	UA
ENFON	GAIN REP.	GAIN MEM.	GAIN CAL.	GAIN EXP.		
.02	2.86	0	2.86	-.91	0	0
.04	4.25	0	4.25	1.5	0	0
.06	5.54	0	5.54	3.71	0	0
.08	6.1	0	6.1	10.92	0	0
.1	6.9	0	13.37	16.18	5.51	9E-03
.12	7.19	6.67	19.39	21.77	8.19	-.017
.14	7.41	17.63	25.04	26.39	10.46	-.026
.15	7.52	20.38	27.9	28.21	11.53	.032
(M)	(KN/ML)	(KN/ML)	(KN/ML)	(KN/ML)	(KN/ML)	(M)

(b)

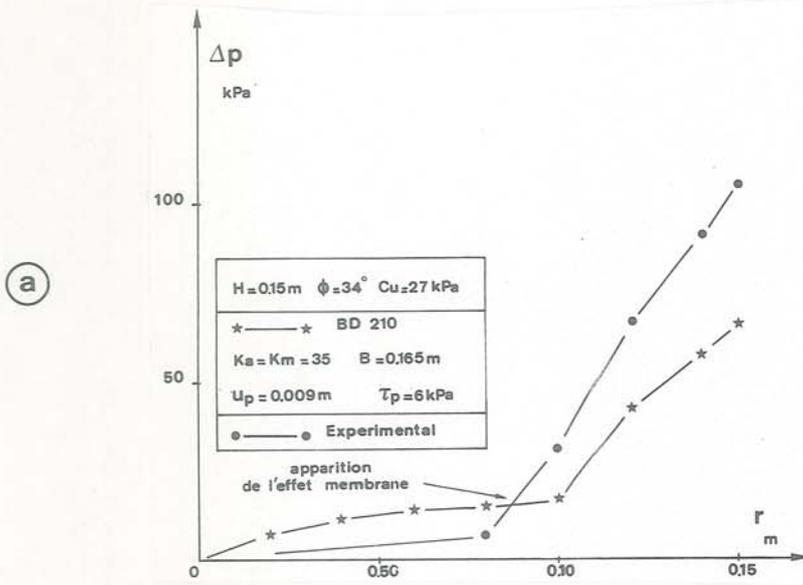
Fig F55 : Renforcement d'un bicouche par un Tissé : théorie et expérience

F.V.2 - RENFORCEMENT PAR UN NON-TISSE (BD 210)

La comparaison des gains de portance a été effectuée comme dans le cas précédent (fig F56-a). De plus, les déformations en traction d'un non-tissé étant essentiellement irréversibles, nous avons pu utiliser la mesure des déformations finales de la nappe (relevées après dégagement de la couche de sable) pour en déduire les tensions expérimentales en fin d'essai. On constate (fig F56-c) que les déformations dans la zone en membrane, donc les tensions finales,

sont effectivement proches de la valeur constante trouvée par le calcul ; par contre, les déformations, donc les tensions décroissent régulièrement comme prévu dans la zone d'ancrage.

La tension moyenne, dans la zone en membrane, déduite des déformations irréversibles mesurées, est égale à 2,5 kN/m, ce qui est compatible avec la tension théorique finale, 3,39 kN/m (fig F56-b).



NO ESSAI= 8

COHESION= .27
 ANGLE DE FROTTEMENT= 34
 HAUTEUR DE LA COUCHE DE ROULEMENT= .15
 TEXTILE= BD 210
 TYPE D'ANCRAGE= LIBRE

KA= 35
 KM= 35
 SYGMA N= 2.35
 TAU F= 6
 UP= 9E-03
 LA= 1
 PAS DE DEPART= .05

L.DIFFUSION= .165
 NO ESSAI DE REFERENCE (SANS TEXTILE)= 38
 L.DIFFUSION DE REFERENCE (SANS TEXTILE)= .15

(b)

r ENFON.	ΔP_R GAIN REB	ΔP_M GAIN MEM.	ΔP_B GAIN CAL.	ΔP_B GAIN EXP.	TA	UA
.02	1.07	0	1.07	-1.25	0	0
.04	1.59	0	1.59	-1.8	0	0
.06	2.08	0	2.08	-1.73	0	0
.08	2.29	0	2.29	1.04	0	0
.1	2.55	0	2.55	4.59000001	0	0
.12	2.69	3.52	6.21	9.98	2.33	.011
.14	3.78	5.77	9.55	13.68	3.35	.018
.15	2.82	7.03	9.85	15.79	3.89	.023
(M)	(KN/ML)	(KN/ML)	(KN/ML)	(KN/ML)	(KN/ML)	(M)

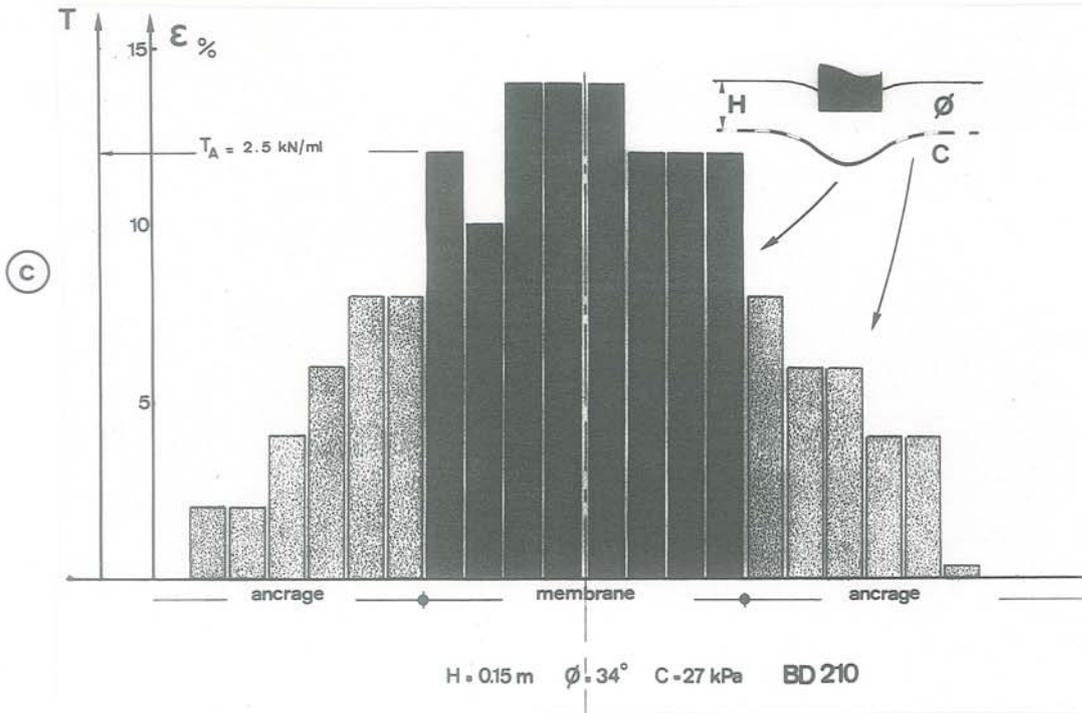


Fig F56 : Renforcement d'un bicouche par un Non-tissé : théorie et expérience

F.V.3 - INFLUENCE DES PARAMETRES GEOMETRIQUES ET GEO-TECHNIQUES DU BICOUCHE

Les résultats théoriques présentés ici seront rapprochés des résultats expérimentaux obtenus en (F.III.2) - (réfer tableau F3) -.

Pour mieux comprendre les résultats théoriques, on se souviendra que l'effet répartiteur augmente avec B^* tandis que l'effet membrane augmente avec (e/B^*) , ce qui explique que pour une même déflexion e , et des conditions d'ancrage satisfaisantes, le bicouche renforcé, présentant la largeur fictive B^* la plus grande, aura l'effet répartiteur le plus fort mais l'effet membrane le plus faible, à géotextile donné.

Les résultats regroupés dans le tableau F3 montrent une bonne concordance entre résultats théoriques et expérimentaux. Nous allons montrer que le mécanisme proposé permet d'expliquer les différences de portance constatées expérimentalement.

V.3.1 : Angle de frottement ϕ du matériau de couverture

On se référera aux résultats expérimentaux de la fig F26, et aux résultats comparatifs (essais I et II du tableau F3 et de la fig F57).

Pour une couche d'apport de meilleure qualité (ϕ plus grand), le gain de portance global supérieur correspond à un effet répartiteur nettement

supérieur, associé à un effet membrane légèrement plus faible : augmentation de $(B^*-B_0^*)$ et diminution de (e/B^*) , avec ϕ .

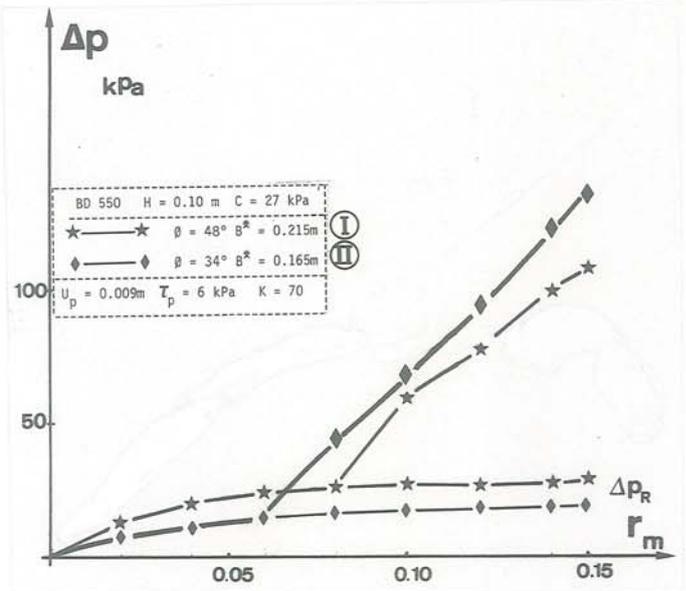


Fig F57 : Influence de ϕ , angle de frottement du matériau de couverture, sur le gain de portance théorique

N° essai	I		II		III		IV	
H (m)	0,10		0,10		0,10		0,10	
ϕ (°)	48		34		34		34	
Cu (kPa)	27		27		10		10	
Géotextile (libre)	BD 550		BD 550		BD 550		BD 210	
K (kN/m)	70		70		70		35	
La (m)	1,00		1,00		1,00		1,00	
$\bar{\tau}_p$ (kPa)	6		6		4,3		4,3	
u_p (m)	0,009		0,009		0,009		0,009	
B_0^* (m)	0,165		0,150		0,150		0,150	
B^* (m)	0,215		0,165		0,19		0,17	
r (mm)	e (mm)	$\Delta p_{exp} - \Delta p_{th}$ (kPa)	e (mm)	$\Delta p_{exp} - \Delta p_{th}$ (kPa)	e (mm)	$\Delta p_{exp} - \Delta p_{th}$ (kPa)	e (mm)	$\Delta p_{exp} - \Delta p_{th}$ (kPa)
20	12	41,2	12	-15,4	18	0,2	16	1,35
40	28	54,7	31	4,8	35	9,7	32	6,15
60	46	34,1	50	5,75	56	21,0	52	16,05
80	61	-4	69	3,4	75	4,8	71	7,15
100	87	0,9	86	3,8	94	0,2	89	4,15
120	105	17,7	107	1,15	116	-8,05	108	3,05
140	124	23,5	130	-1,5	138	-15,3	128	-0,55
150	133	31,2	142	-2,3	145	-14,4	137	-1,15

Tableau F3 : Comparaison des gains de portance expérimentaux et théoriques

V.3.2 - Cohésion C_u du sol de fondation

On se référera aux résultats expérimentaux de la fig F28 et aux résultats comparatifs (essais II et III du tableau F3 et de la fig F58).

Pour une couche de fondation de meilleure qualité (C_u plus grand), on retrouve le résultat expérimental : gain de portance supérieur, mais gain relatif de portance inférieur.

Notons que les effets répartiteurs sont du même ordre dans les deux cas :

$$[4] \quad \Delta p_R(r) = q_0(e_0) \cdot \frac{B^* - B_0^*}{B}$$

avec $q_0(e_0) \approx \beta \cdot C_u$

et $(B^* - B_0^*) = 0,040$ pour $C_u = 10$ kPa et $0,015$ pour $C_u = 27$ kPa.

V.3.3 : Module de déformation plane K

On se référera aux résultats expérimentaux de la fig F31, et aux résultats comparatifs (essais III et IV du tableau F3 et de la fig F59).

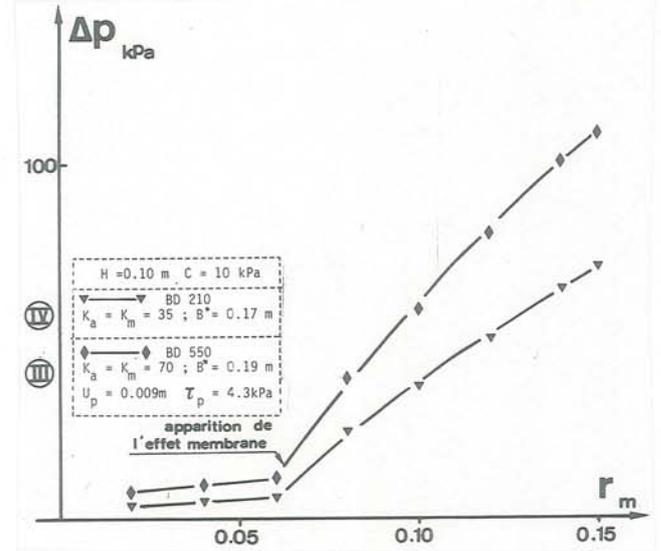


Fig F59 : Influence de K, module de déformation du géotextile

Pour un géotextile de plus fort module K, le gain de portance supérieur est dû, pour les faibles orniérages, à un effet répartiteur plus important (B^* augmente avec le module) et pour les forts orniérages, à un effet membrane supérieur (influence du module K supérieure à l'influence de (e/B^*)).

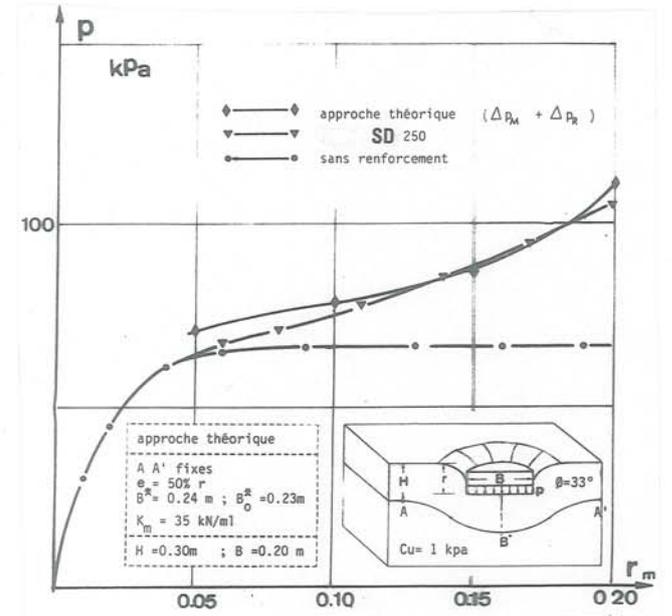


Fig F60 : Application du mécanisme proposé au cas axisymétrique

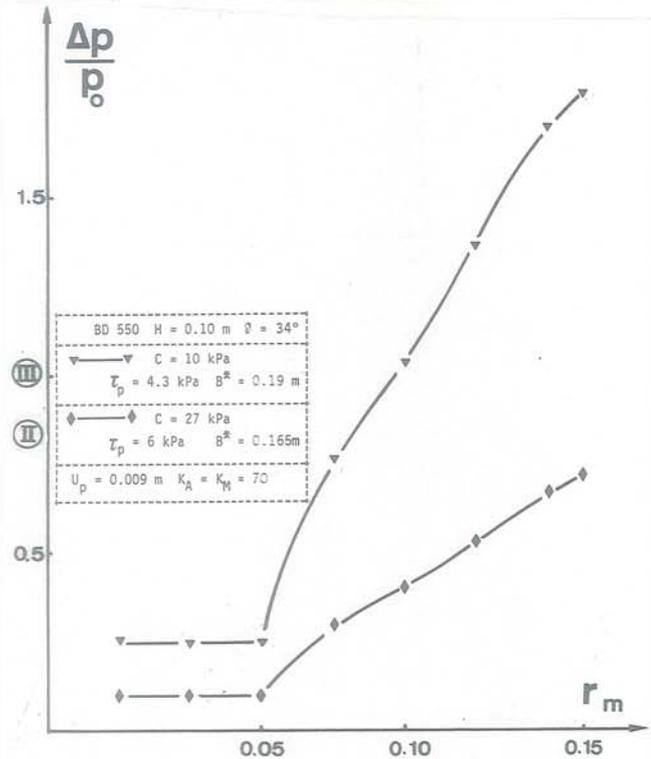
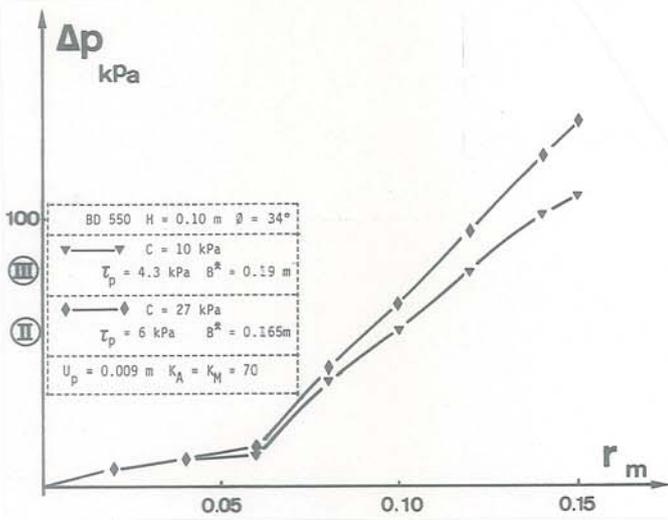


Fig F58 : Influence de C_u , cohésion du sol de fondation

CONCLUSION

Le mécanisme proposé permet donc de retrouver convenablement l'influence, de chaque paramètre du bicouche, sur le gain de portance. Retenons cependant qu'une estimation théorique complète du gain de portance nécessiterait la détermination théorique préalable de B^* , B_0 et $e(r)$, $e_0(r)$.

Nous montrons aussi (fig F60) que ce mécanisme serait exploitable en axisymétrie (F.IV.3), avec cependant la difficulté de traiter un ancrage glissant dans ce cas (surface d'ancrage de largeur croissante avec x) : nous avons utilisé l'hypothèse, A, A' fixes, pour traiter les essais de poinçonnements expérimentaux de Schaal -(32)- en axisymétrie.

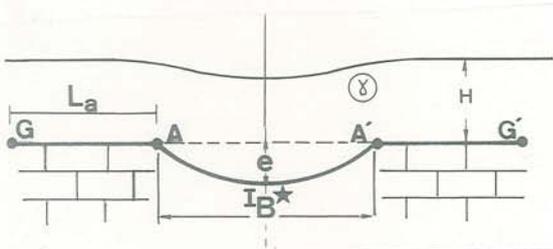
F.VI - POINÇONNEMENT STATIQUE D'UN MODELE DE CHAUSSEE SUR CAVITE KARSTIQUE

Plusieurs chaussées actuellement en cours d'étude ou de réalisation doivent franchir des zones à substratum calcaire, où les risques de karstification sont importants. Nous avons envisagé à cette occasion une utilisation possible du géotextile pour limiter les risques liés à l'effondrement du toit d'une cavité karstique, servant de fondation à une chaussée ou à un remblai. L'objectif de cette étude est de montrer le rôle d'"avertisseur" que peut jouer le géotextile, en laissant apparaître en surface un flache, mais en évitant un effondrement brutal de la chaussée.

Parallèlement à l'étude théorique du problème, basée sur le principe d'une membrane ancrée, nous avons entrepris une étude expérimentale en modèle réduit, sous chargement statique.

F.VI.1 - ETUDE THEORIQUE DU COMPORTEMENT EN MEMBRANE

VI.1.1 : Cavité rectangulaire infinie



Soient A, A' les bords de la cavité supposés indéformables. Après effondrement de la voute karstique, la contrainte reprise par le géotextile se déformant en membrane, est considérée comme uniformément répartie sur la partie fléchie du géotextile et égale à $p = \gamma H + q$, γ étant le poids volumique du remblai (ou couche de forme) d'épaisseur H et q la surcharge statique éventuelle due au trafic.

Cette surcharge est prise verticale ou normale au textile.

1.1.1 : Surcharge normale uniforme

Les appuis étant indéformables, la déformation est mono-circulaire, et non plus bi-circulaire (IV.2.1).

* A, A' fixes :

$$e/B^* = (1 - \cos \theta) / 2 \sin \theta$$

Dans le cas bi-circulaire, nous avons $e/B^* = (1 - \cos \theta) / \sin \theta$

$$\epsilon = (\theta - \sin \theta) / \sin \theta$$

$$T = pB^* / 2 \sin \theta$$

$$T = K \epsilon \text{ (déformation plane)}$$

Nous présentons (fig F61) un abaque type correspondant à des géotextiles de même masse surfacique (400 g/m^2) mais de structure et nature

de fibre différentes. La surcharge a été assimilée à une hauteur de remblai ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$) de hauteur H : les diagrammes sont paramétrés en (H, B).

Pour les tissés, nous avons considéré la tension suivant les directions chaîne ou trame.

Il apparaît très clairement que lorsque le module du géotextile augmente, la déflexion d'équilibre (e/B^*) décroît, mais la tension mobilisée en membrane augmente très vite : c'est ainsi que le treillis métallique de $\mu = 4000 \text{ g/m}^2$ est amené à la rupture pour des hauteurs de remblai très faibles, du fait de sa rigidité trop grande.

* A, A' glissants :

$$e/B^* = (1 - \cos \theta) / 2 \sin \theta$$

$$\epsilon = (\theta - \sin \theta - u_A \cdot \sin \theta / B^*) \sin \theta$$

$$T = p \cdot B^* / 2 \sin \theta$$

$$T = K \epsilon \text{ (déformation plane)}$$

Le glissement u_A entraîne une diminution de la tension dans la membrane par rapport au cas (A, A' fixes) et une augmentation de la déflexion (e/B^*).

Nous présentons (fig F62) la modification de la position d'équilibre dans quatre cas différents. L'abaque correspond aux propriétés moyennes d'un certain nombre de géotextiles disponibles actuellement : le comportement en traction a été assimilé à un comportement linéaire, mais rien n'empêcherait de considérer le comportement réel non linéaire dans ces diagrammes.

1.1.2 : Surcharge verticale uniforme

* A, A' fixes :

Nous avons voulu quantifier l'écart qu'entraîne la modification de l'hypothèse sur le chargement, vertical ou normal au géotextile. L'hypothèse de la contrainte verticale uniforme a été prise par Terrasol -(35)- pour une étude similaire.

REMBLAI sur SOL KARSTIQUE

géotextile de même masse surfacique

$\mu = 400 \text{ g/m}^2$

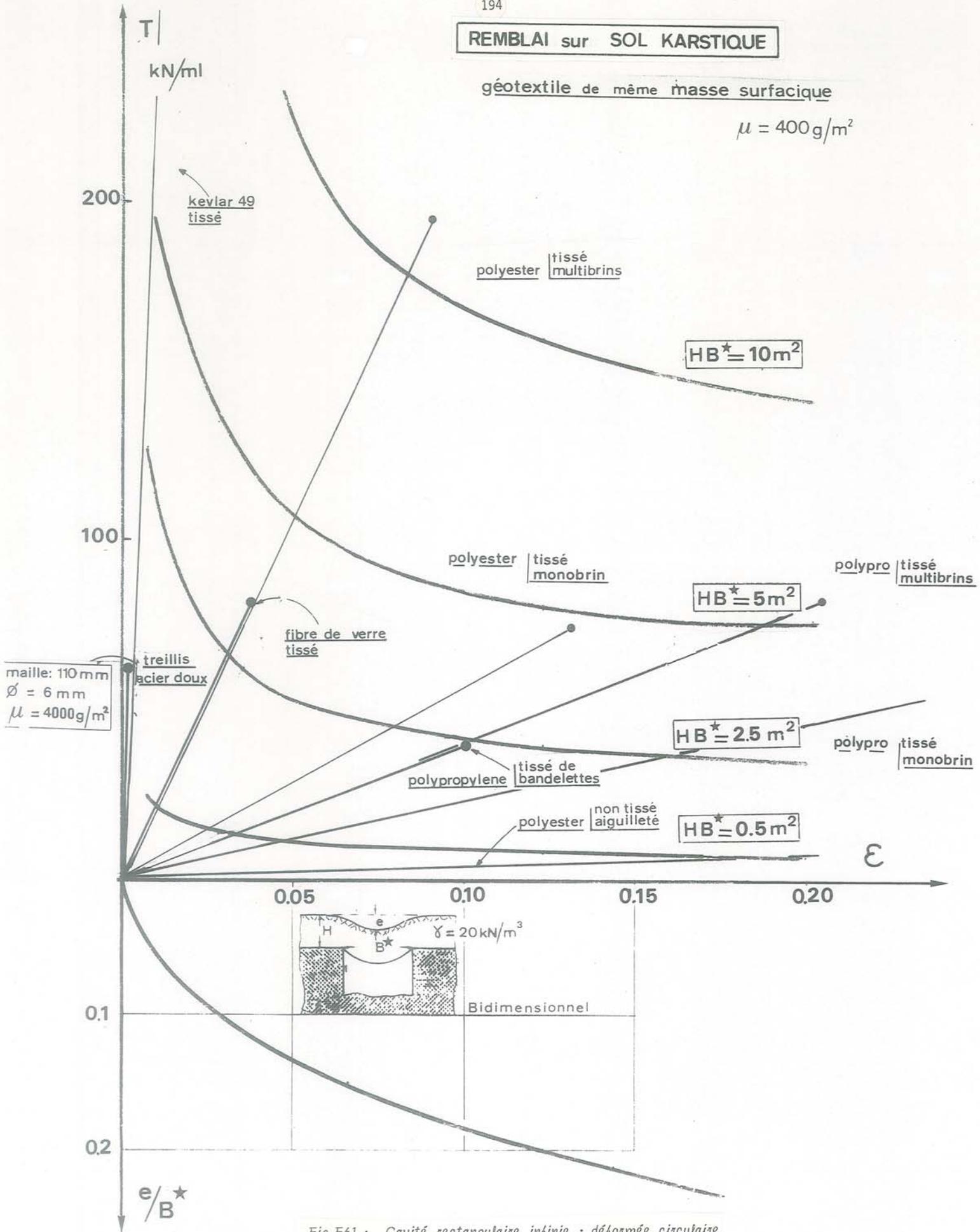


Fig F61 : Cavité rectangulaire infinie : déformée circulaire - points A, A' fixes

REMBLAI sur SOL KARSTIQUE

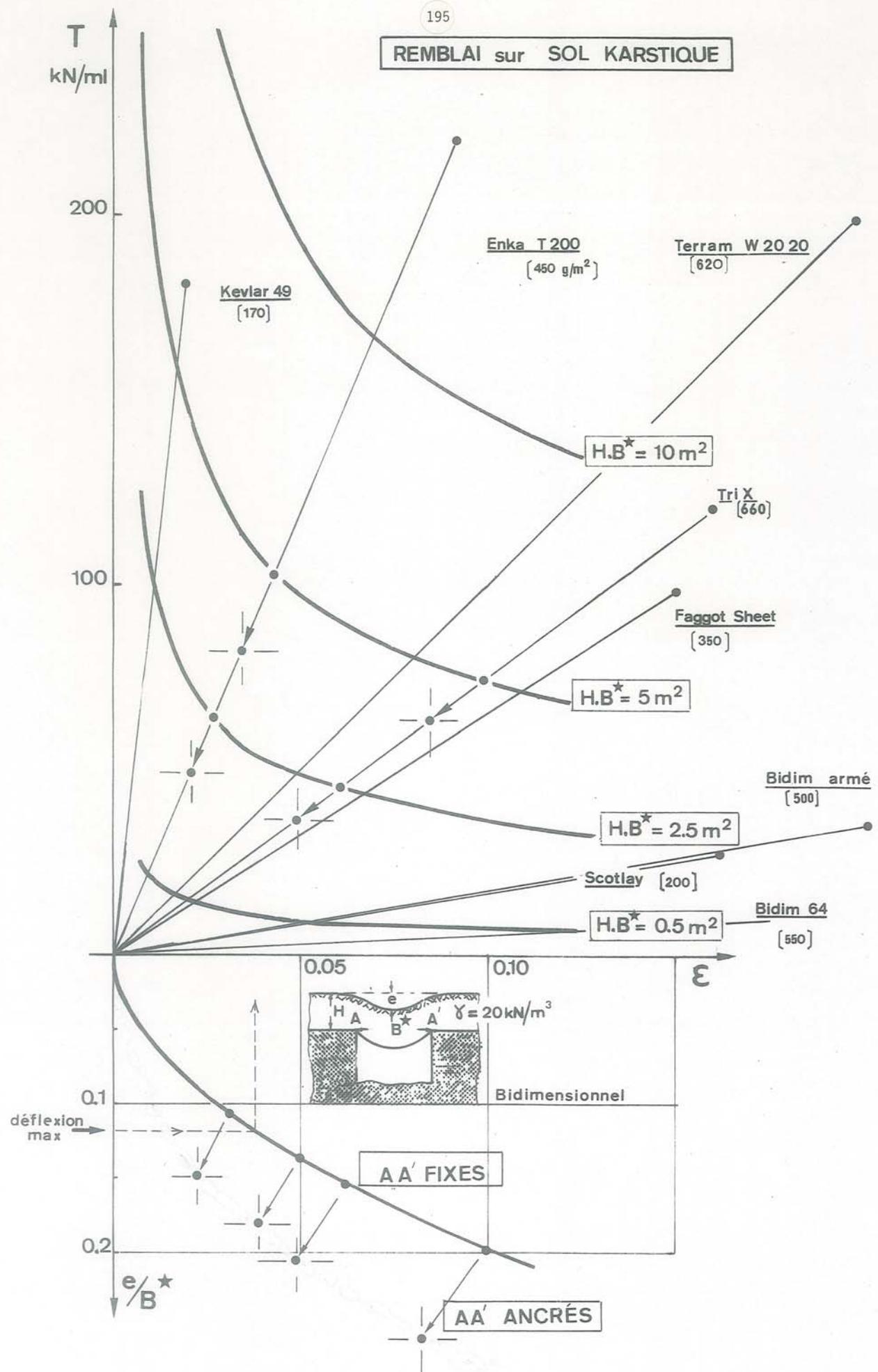


Fig F62 : Cavité rectangulaire infinie : déformée circulaire - modification due au glissement des points A, A'

Ce type de chargement entraîne une déformation parabolique de la membrane (IV.2.2).

$$e/B^* = \beta / 4 \quad \text{avec } \beta = p \cdot B^* / 2 T_0$$

$$\epsilon_{\max} = \frac{f(\beta) \cdot \sqrt{1+\beta^2}}{f(\beta) + \beta}$$

$$T_{\max} = T_I \sqrt{1+\beta^2} = \quad \text{avec } T_I = pB^*/2\beta$$

$$T_{\max} = K \epsilon_{\max} \quad (\text{déformation plane})$$

$$\text{avec } f(\beta) = \frac{1}{4} \text{sh}(2 \operatorname{argsh} \beta) + \frac{1}{2} \operatorname{argsh} \beta - \beta$$

On pourra généralement admettre l'approximation :

$$\epsilon_{\max} = \frac{\beta^2}{6 + \beta^2} \cdot \sqrt{1 + \beta^2}$$

Comme le montre l'abaque (F63), l'hypothèse de la déformée parabolique aboutit à une tension T_A plus forte que l'hypothèse de la déformée circulaire (la tension n'est pas constante dans la membrane à déformée parabolique, T est maximum en A).

On remarquera aussi que la contrainte uniforme verticale aura, au point A, une inclinaison maximale par rapport à la normale au géotextile :

$$\operatorname{tg} \delta_A = \beta$$

Or les conditions d'interaction sol-géotextile imposent :

$$\operatorname{tg} \delta_A < \operatorname{tg} \theta_g$$

Cette hypothèse de la contrainte verticale uniforme n'est donc admissible que jusqu'à une déflexion maximale :

$$e/B^* < (\operatorname{tg} \theta_g) / 4$$

* A, A' glissants :

$$\frac{T_I}{K} \cdot \int_I^{A'} ds_0 = \int_I^{A'} ds - \left(\frac{B^*}{2} + u_A \right)$$

ds_0 élément de membrane non tendu et

ds élément de membrane tendue

Avec l'approximation précédente sur ϵ_{\max} , on obtient :

$$(1 - T_I/K) (6 + \beta^2)/6 = 1 + 2 u_A/B^*$$

$$\text{soit } T_I/K = \beta^2/(\beta^2 + 6) - 12 u_A/(6 + \beta^2) \cdot B$$

$$e/B^* = \beta/4$$

$$\epsilon_{\max} = \frac{6 \sqrt{1+\beta^2}}{(6 + \beta^2)} \cdot \left[\frac{\beta^2}{6} - \frac{2u_A}{B} \right]$$

$$T_{\max} = \frac{p \cdot B^*}{2 \beta} \cdot \sqrt{1 + \beta^2}$$

VI.1.2 : Cavité circulaire

Comme en IV.3, nous considérons la membrane soumise à une surcharge normale uniforme. Les appuis étant indéformables, on obtiendra une déformée mono-sphérique :

Nous n'envisageons ici que le cas des bords de la membrane fixés, le problème du calcul en ancrage n'étant dans ce cas pas résolu.

$$e/B^* = (1 - \cos \theta) / 2 \sin \theta$$

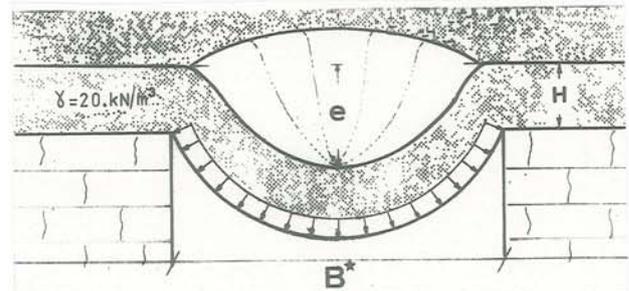
$$\epsilon = (\theta - \sin \theta) / \sin \theta$$

$$T = p \cdot B^* / 4 \sin \theta$$

$$T = K (1 + \nu) \epsilon \quad (\text{état de déformation orthotrope de révolution})$$

On notera que le module de traction à prendre en compte dans ce cas n'est plus égal au module de déformation plane K .

Sur la (fig F64), nous avons comparé les résultats obtenus pour une cavité circulaire et une cavité rectangulaire infinie. Les courbes de traction sont doublées pour tenir compte de la différence de module effectif. Nous avons comme précédemment pris arbitrairement l'hypothèse $\nu = 0,15$ (tissés) et $\nu = 0,35$ (non-tissés). Remarquons qu'il serait réaliste de considérer une diminution de l'effort de traction T_I à la rupture pour la traction orthotrope de révolution (axisymétrie).



La fig F64 montre qu'à même surcharge, la déflexion est plus faible pour la cavité circulaire que pour la cavité rectangulaire infinie, et la tension plus faible (pour les valeurs de ν considérées).

F.VI.2 - ETUDE EXPERIMENTALE BIDIMENSIONNELLE

VI.2.1 : Essai-type

Les seuls résultats expérimentaux dont nous ayons actuellement connaissance sont ceux obtenus par le Laboratoire des Ponts et Chaussées de Trappes, sur modèle grandeur nature (18) - mais les conditions particulières de chargement ainsi que le type de couche de chaussée considérés rendent une exploitation générale de ces essais difficile.

Dans la cuve parallélépipédique, nous avons simulé le massif karstique en découpant, dans un bloc de polystyrène, une demi-cavité circulaire de 0,70 m de diamètre comme l'indique la figure F65.

Nous avons choisi le polystyrène pour la facilité de travail du matériau (découpe de la cavité). Nous sommes conscients du problème de similitude que représente l'emploi de ce type de matériau. Cependant, il permet une bonne approche du phénomène d'effondrement par sa fragilité, malgré le problème du tassement des appuis imputable à la nature du matériau.

REMBLAI sur SOL KARSTIQUE

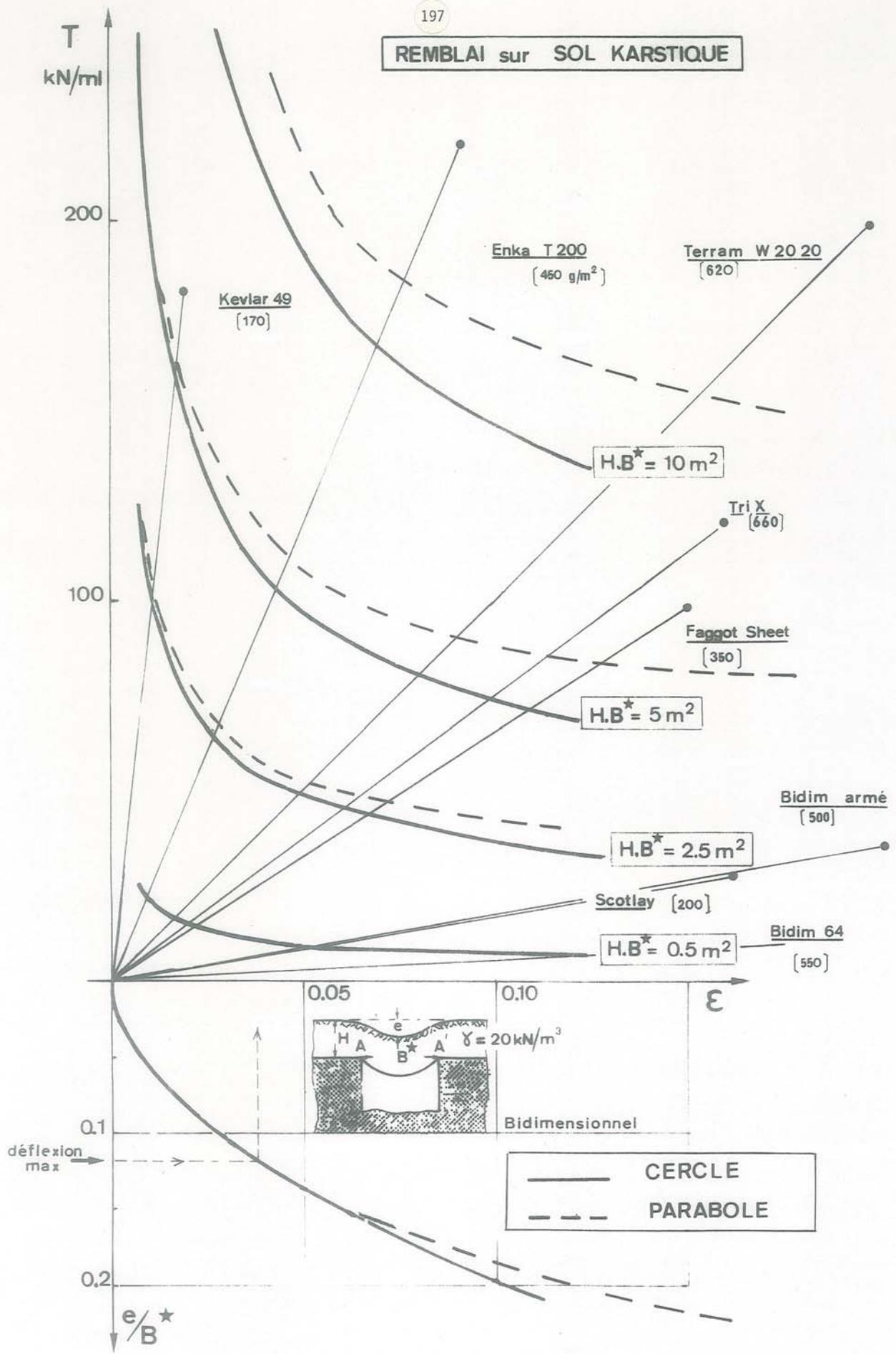


Fig F63 : Cavité rectangulaire infinie : déformée circulaire ou parabolique - points A, A' fixes

REMBLAI sur SOL KARSTIQUE

géotextile de même masse surfacique

$\mu = 400 \text{ g/m}^2$

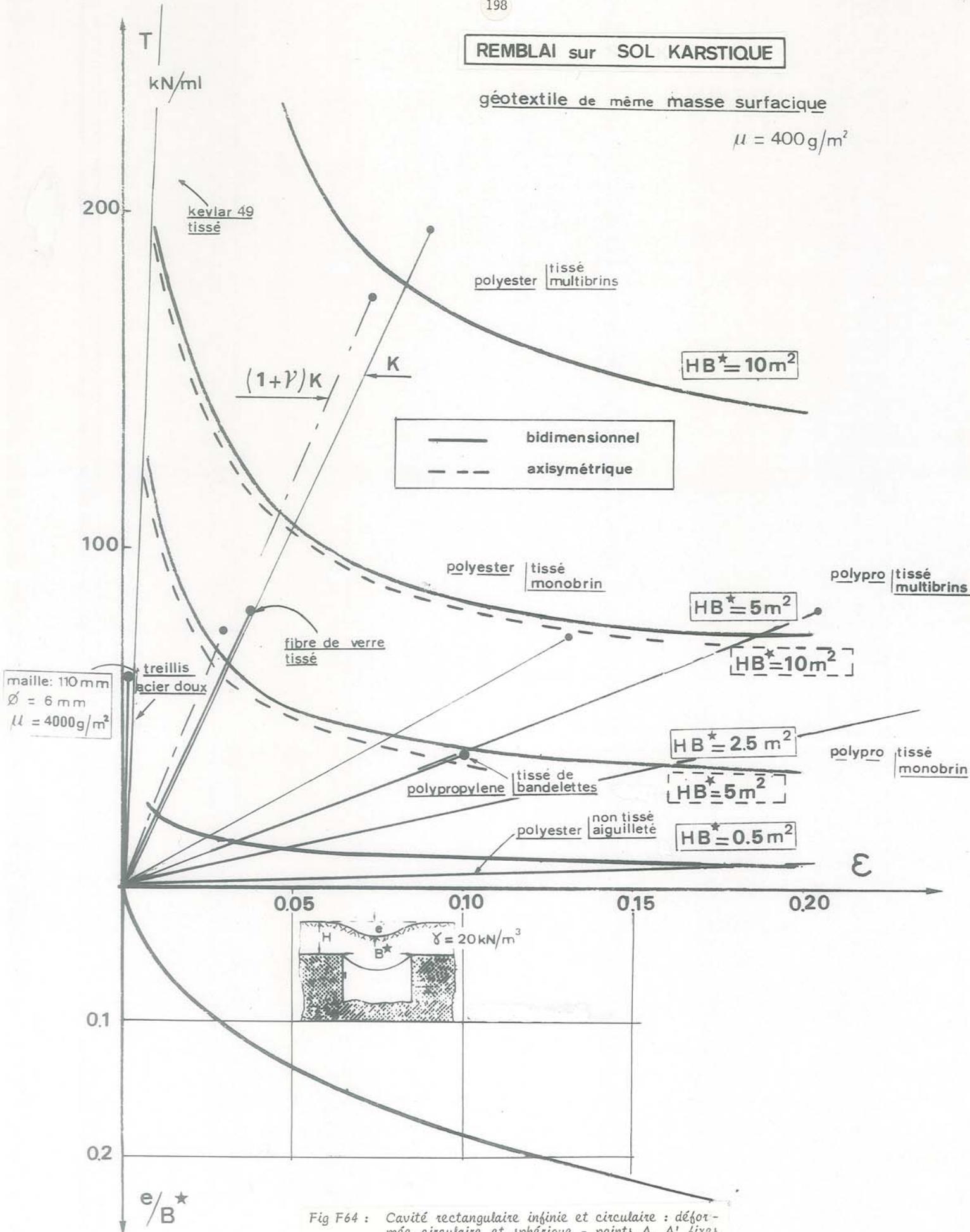


Fig F64 : Cavité rectangulaire infinie et circulaire : déformée circulaire et sphérique - points A, A' fixes

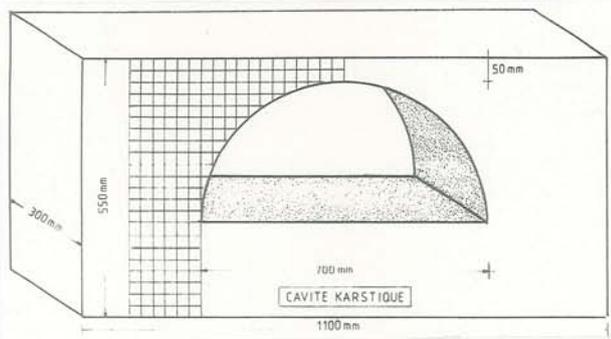


Fig F65 : Simulation d'un massif karstique

Dans un premier temps nous ferons abstraction de ce phénomène de tassement des appuis pour étudier le fonctionnement en membrane après la rupture de la voute.

- Une nappe préalablement quadrillée (comme dans les essais du chapitre F.III) afin de permettre le relevé des déformations irréversibles, est mise en place. Elle est fixée en G G' (fig F66) par

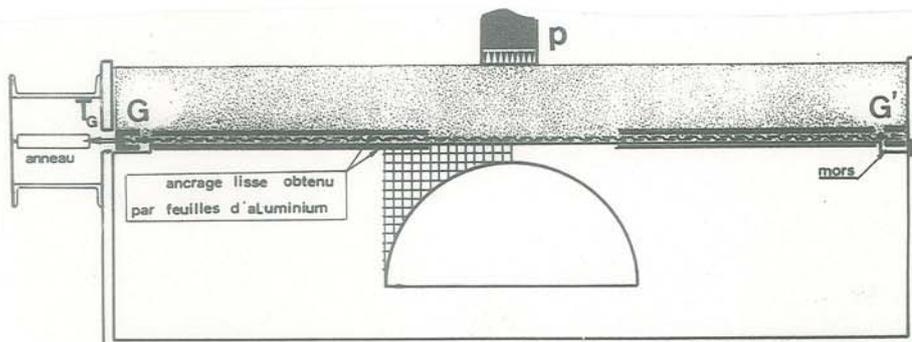


Fig F66 : Modélisation d'une chaussée sur sol karstique

des mors dont l'un par l'intermédiaire d'un anneau dynamométrique permet de mesurer les tensions développées dans la nappe en cours d'essai. Nous avons neutralisé la résistance d'ancrage de la nappe le long de AG par l'utilisation de feuilles d'aluminium lisse entourant le géotextile. Ainsi, en première approximation $T_A = T_G$ (le coin d'appui pouvant cependant jouer un rôle parasite).

- Le matériau d'apport (gravette) est alors mis en place sur une épaisseur de 0,15 m. Cette couche d'apport est ou n'est pas, suivant l'essai, renforcée par un deuxième géotextile.

- La structure ainsi obtenue est chargée, par paliers successifs de 10 kPa, à l'aide d'un poinçon de largeur $B = 0,15$ m (charge appliquée : $p \cdot B$).

On effectue un relevé en continu de la flèche de surface r et d'après photographies un relevé de la déflexion e du textile en membrane.

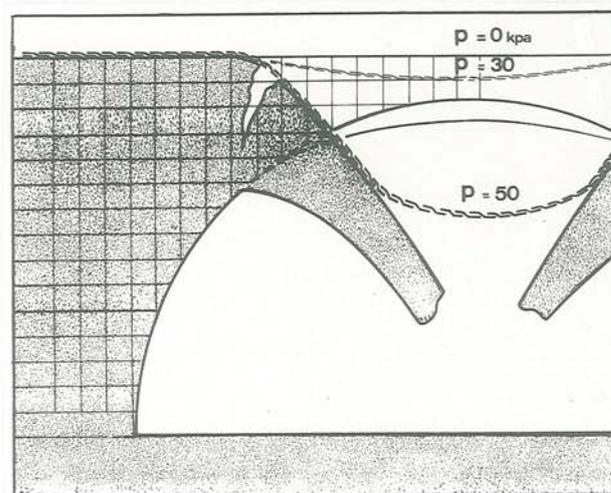


Fig F67 : Déformée de la structure en fonction de la charge appliquée (essai K1, mono-nappe)

La tension dans la nappe en G est également mesurée. (fig F67 et 68). Le palier de chargement est maintenu deux minutes, ce qui permet à la flèche r de surface de se stabiliser. La largeur B^* de l'effondrement est voisine de 0,50 m.

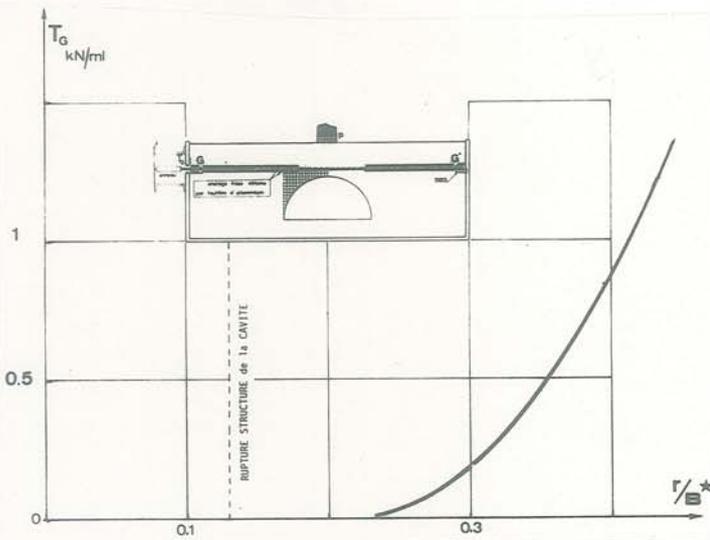


Fig F68 : Variation de la tension dans le textile, en cours d'essai (essai KI, mono-nappe)

VI.2.2 : Résultats expérimentaux

Nous présentons ici les résultats obtenus pour deux types de structure faisant appel au même matériau textile de renforcement, le t RP.60 (tableau F1).

- une structure simple : mononappe à l'interface polystyrène-matériau d'apport (essai KI)
- une structure bi-nappe : renforcement à l'interface et à mi-épaisseur de la couche de matériau d'apport (essai KII).

Nous avons soumis ces deux structures au même programme de chargement. Nous présentons, fig F69, les résultats de ces deux essais. Ils montrent un meilleur comportement de la structure bi-nappe qui se traduit par :

- la cavité rompt pour une flèche r plus importante pour le bi-nappe, mais pour la même pression.
- pour le même palier de chargement après la rupture de la cavité (la structure étant en équilibre) les flèches de surface sont moins importantes pour le bi-nappe que pour le mono-nappe.
- les tensions T_G développées en bout de nappe sur le textile situé à l'interface gravette-polystyrène (ancrage lisse) sont bien plus fortes avec le mono-nappe qu'avec le bi-nappe (fig F68).

VI.2.3 : Comparaison théorie-expérience

Le cas expérimental du mono-nappe (essai KI) est maintenant traité par la théorie des membranes. D'après la figure F 67, la membrane se déforme de façon approximativement circulaire.

Nous considérerons donc l'hypothèse de la pression uniforme à la membrane, q :

$$p \cdot B = q \cdot B^*$$

Nous proposons deux interprétations théoriques :

* Fig F70 : points A, A' fixes (abaque type fig F61)

* Fig F71 : points GG' fixes :

La tension en A est supposée égale à la tension en G, vues les dispositions expérimentales considérées en (VI.2.1), et le glissement u_A est estimé équivalent à la déformation élastique :

$$u_A = (AG) \cdot T_G / K$$

Nous avons, sur la figure F72 comparé les déflexions relatives (e/B^*) théoriques, obtenues à partir des figures F70 et F71 aux déflexions relatives expérimentales, pour les essais mono-nappe et bi-nappes.

L'étude théorique minore les (e/B^*), et majore les tensions (fig F68). Cependant, ce calcul ne prend pas en compte les tassements d'appuis en A et A' dus à la nature du matériau polystyrène, qui sont équivalents à un glissement supplémentaire (u_A est donc sous-estimé dans le calcul). De plus la répartition des contraintes n'est sans doute pas uniforme sur la zone en membrane du fait de la faible largeur du poinçon par rapport à la largeur de la cavité [(B^*-B) / H grand].

Quoiqu'il en soit, au vu de ces premiers résultats, l'approche par la théorie des membranes apparaît intéressante. Elle peut permettre un premier dimensionnement du renforcement des chaussées sur sol karstique.

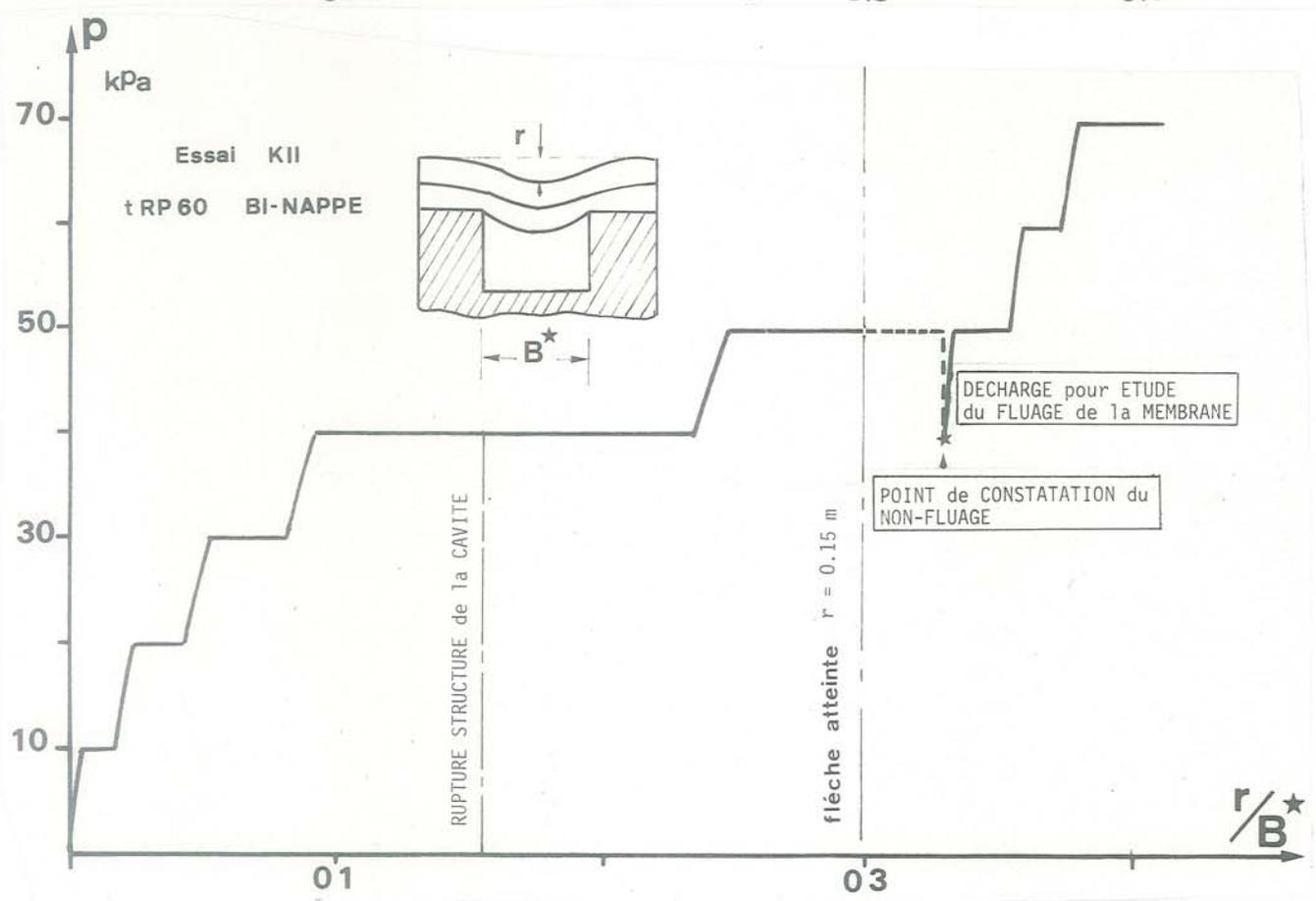
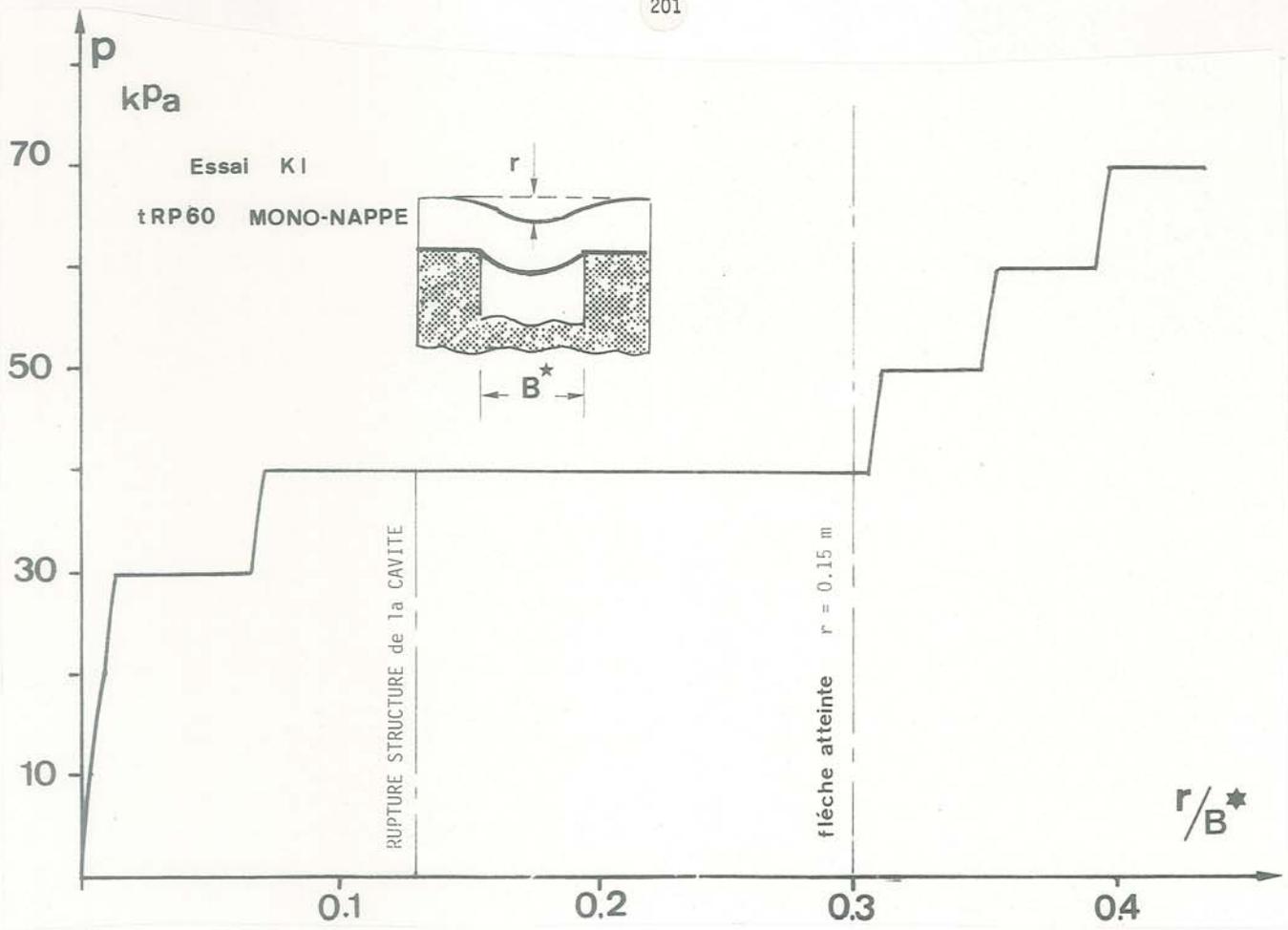


Fig F69 : Chargement d'un modèle de chaussée sur karst : (KI) : mono-nappe - (KII) : bi-nappe

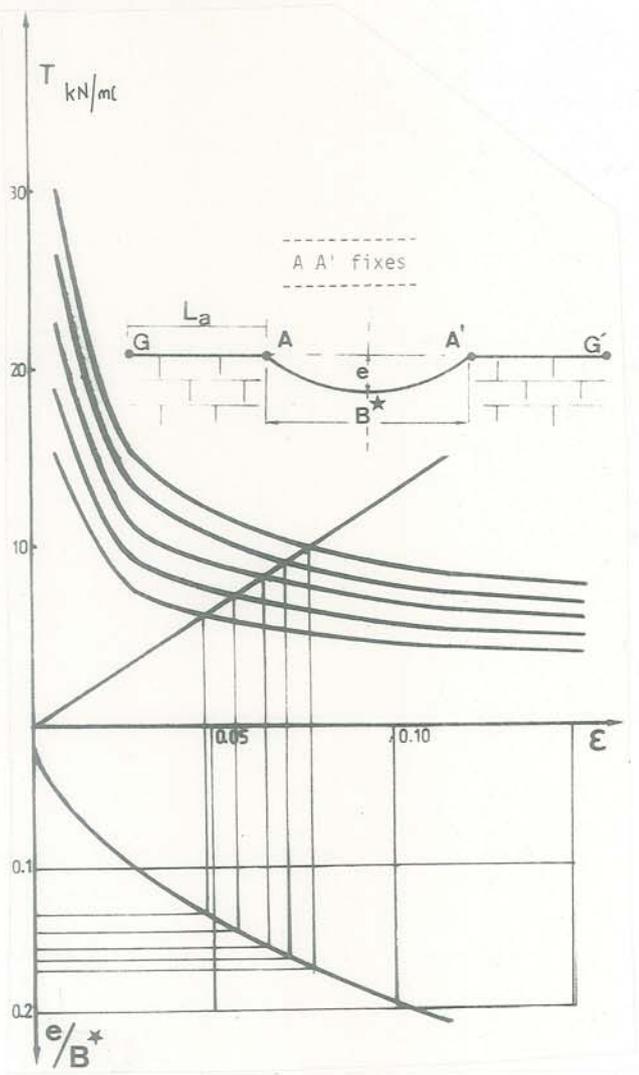


Fig F70 : Equilibre théorique de la membrane (A, A' fixes)

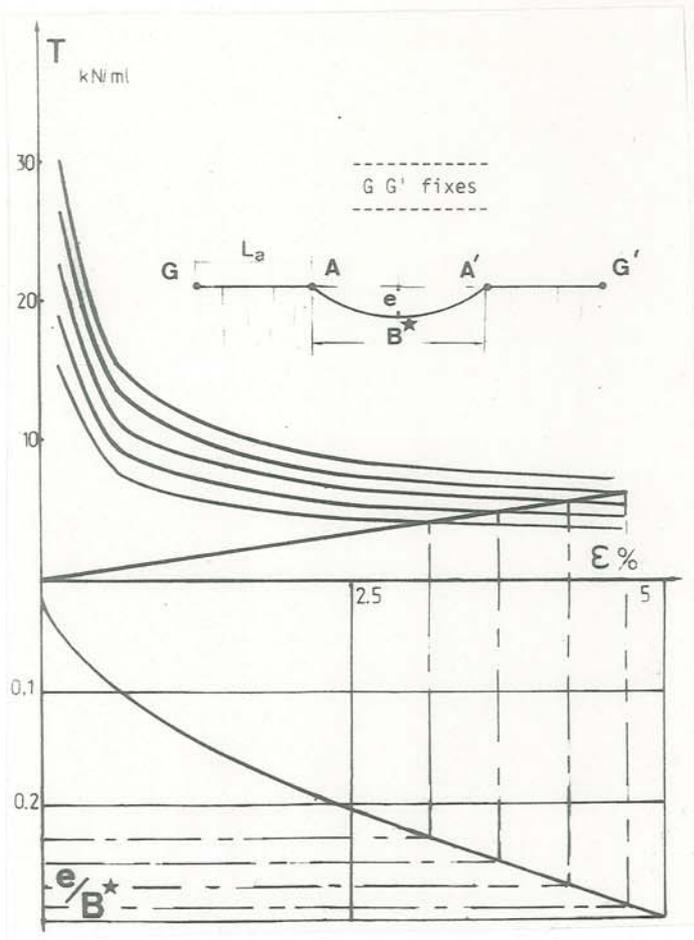


Fig F71 : Equilibre théorique de la membrane (G, G' fixes)

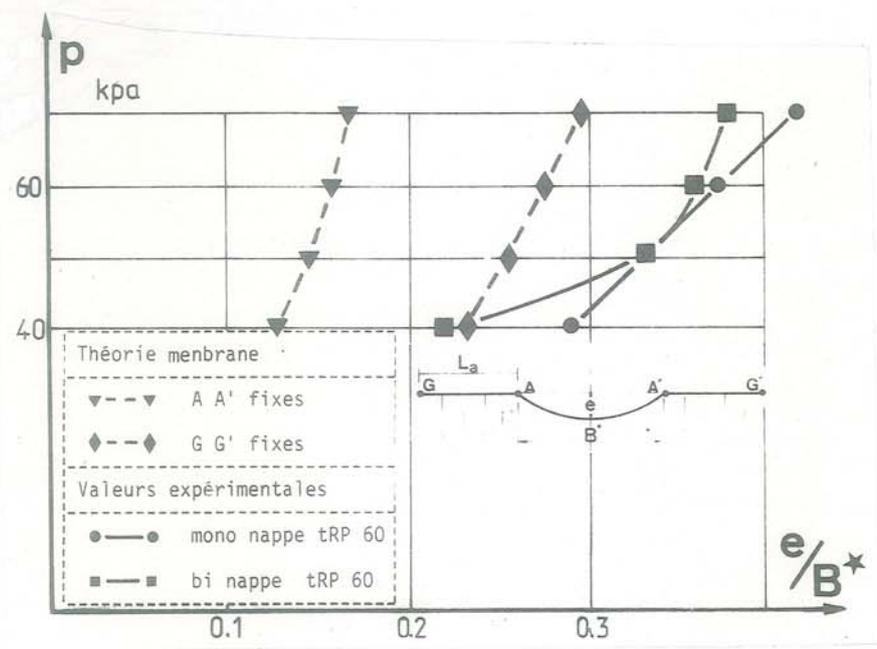


Fig F72 : Modélisation d'une chaussée sur sol karstique : comparaison théorie-expérience

F.VII - SOL BICOUCHE RENFORCEE : CHARGEMENT CYCLIQUE

Le chapitre F.V nous a permis de montrer la validité du mécanisme proposé pour le fonctionnement d'un géotextile renforçant un bicouche chargé quasi-statiquement.

Nous allons maintenant considérer le cas réel d'une chaussée renforcée, sollicitée à la fatigue par une charge roulante. Une originalité de l'étude présentée, réside dans le fait que nous avons fait des essais quasi-statiques et des essais cycliques dans les mêmes conditions expérimentales.

Un certain nombre d'auteurs présentent des essais de chargement répété sur modèle de chaussée renforcée. Mais la diversité des variations de paramètres choisies rend malheureusement difficilement exploitables les résultats obtenus. Nous citerons les essais de Monsanto -(22)- Jarret -(12)- Robnett -(30)- Barenberg -(1)-. Ces derniers sont les plus proches de nos essais, puisqu'il s'agit de poinçonnements bidimensionnels, sous plusieurs modes de sollicitation. Perrier -(27)- a effectué une synthèse de l'ensemble de ces résultats.

Les essais effectués à l'Irigm se font sur la même base que les essais de poinçonnement statique présentés en (FI). Le bâti de chargement est cependant différent : il permet un chargement triangulaire (fréquence f , pression maximale p_m). De plus les géotextiles tissés testés ont été instrumentés de jauges placées à 0,20 m - 0,40 m - 0,60 m de l'axe de poinçonnement.

La fréquence standard d'essai est $f = 1$ Hz et la pression maximale $p_m = 140$ kPa pour satisfaire la similitude avec le passage d'un essieu de camion de 127,5 kN à 15 km/h (réfer F.I.4.3). Le bicouche testé en cyclique est uniquement ($H = 0,15$ m - $\theta = 48^\circ$ - $C_u = 10$ kPa).

F.VII.1 - RESULTATS EXPERIMENTAUX

VII.1.1 : Influence du mode de chargement

La plupart des essais ont été effectués sous chargement standard ($f = 1$ Hz, $p_m = 140$ kPa). Nous avons cependant voulu au préalable montrer l'influence de ces paramètres.

1.1.1 : Influence de la fréquence

La fréquence traduit la vitesse de circulation de la charge roulante. Sur la figure F73, nous présentons le résultat obtenu pour le même bicouche renforcé par BD 150 pour deux fréquences différentes. N est le nombre de cycles obtenu pour un orniérage r .

Pour $r = 0,08$ m, (BD 150, $p_m = 100$ kPa) :

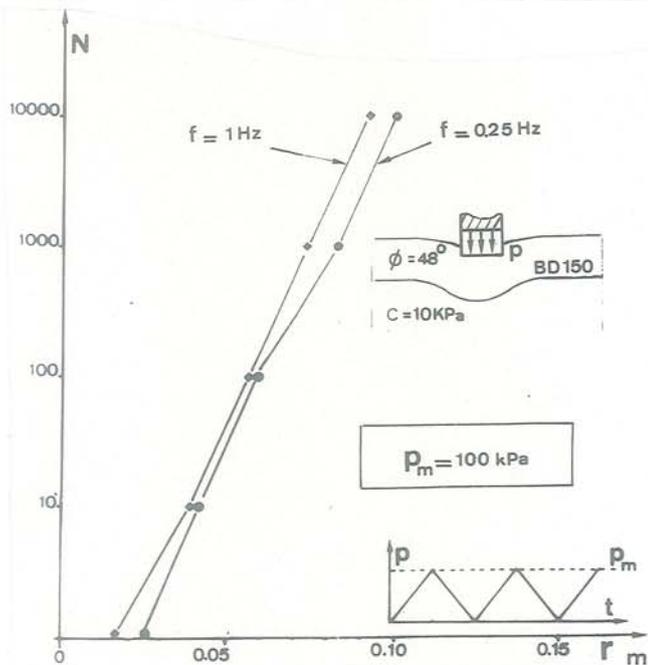


Fig F73 : Influence de la fréquence de chargement sur la fatigue de la chaussée

$f = 0,25$ Hz $N = 800$

$f = 1$ Hz $N = 3000$

Le ralentissement du trafic augmente donc la fatigue de la chaussée.

1.1.2 : Influence de la pression maximale

La pression maximale traduit l'intensité de la charge roulante. Sur la figure F74, nous présentons le résultat obtenu pour le même bicouche renforcé par BD 150 pour deux pressions maximales différentes.

Pour $r = 0,08$ m, (BD 150 - $f = 0,5$ Hz) :

$p_m = 100$ kPa $N = 1200$

$p_m = 180$ kPa $N = 4$

L'intensité de la charge influence donc grandement la durée de vie de la chaussée.

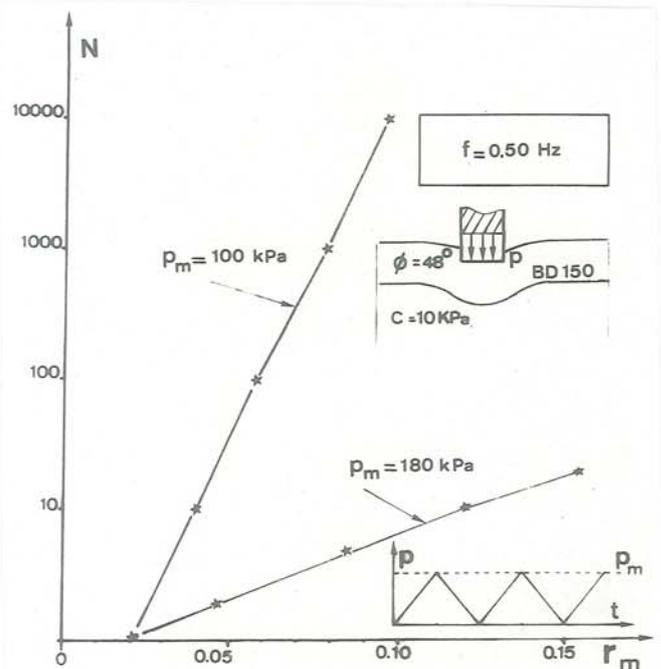


Fig F74 : Influence de la pression maximale de chargement sur la fatigue de la chaussée

1.1.3 : Chargements quasi-statique et cyclique

Sur la fig. F75, nous avons comparé les comportements du bicouche non renforcé sous chargement quasi-statique et cyclique et sur la fig. F76, ceux du bicouche renforcé.

Le modèle de chaussée non renforcée apparaît nettement sous-dimensionné vis à vis de la charge, p_m étant largement supérieur à la capacité portante du bicouche ($p_0 = 80$ kPa pour $r = 0,08$ m en quasi-statique) : on remarquera donc encore l'influence de la fréquence puisque la chaussée supporte $N =$

15 cycles ($p_m = 100$ kPa) avant d'atteindre le même orniérage $r = 0,08$ m.

L'observation de la courbe de chargement cyclique sur bicouche non renforcé (fig F75) montre que le poinçonnement se poursuit en décharge tant que $p(r) > \alpha_0 \cdot p_0(r)$.

Cette limite [$\alpha_0 \cdot p_0(r)$] a été notée sur le diagramme par un point.

On constate un comportement similaire en présence de géotextile (fig F76 et F89).

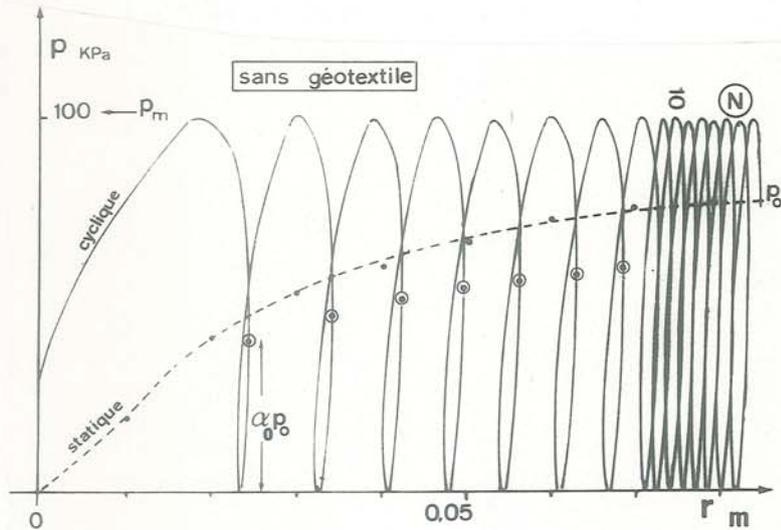


Fig F75 : Bicouche non renforcé : comportement sous chargements quasi-statique et cyclique

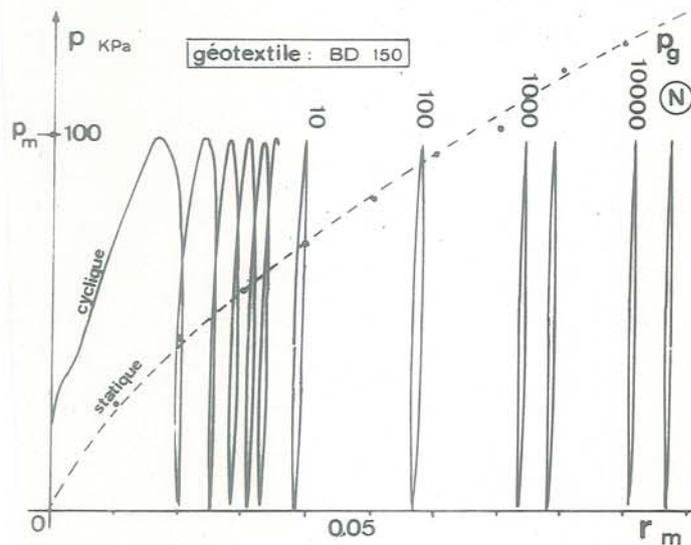


Fig F76 : Bicouche renforcé : comportement sous chargements quasi-statique et cyclique

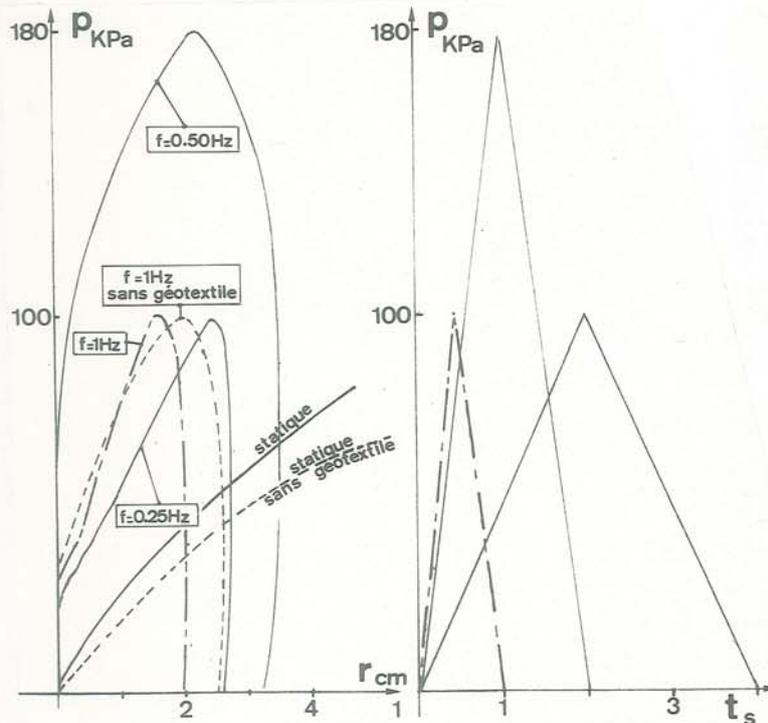


Fig F77 : Diagrammes de premier chargement-déchargement sur bicouches renforcé ou non renforcé

Ce phénomène apparaît pour chaque essai : sur la fig F77, nous avons relevé les diagrammes de premier chargement-déchargement pour un certain nombre d'essais.

Le temps pendant lequel la pression cyclique sera supérieure à $[\alpha_{o,g} \cdot p_{o,g}(r)]$ semble donc être, avec la valeur de p_m , un paramètre important pour la fatigue de la chaussée.

Une approche de l'orniérage par l'énergie de poinçonnement serait donc envisageable : en première approximation, la fatigue de la chaussée non renforcée augmenterait suivant le mode de chargement comme l'aire triangulaire grisée sur la fig. F78. En présence de géotextile, le phénomène serait similaire, quoique plus complexe.

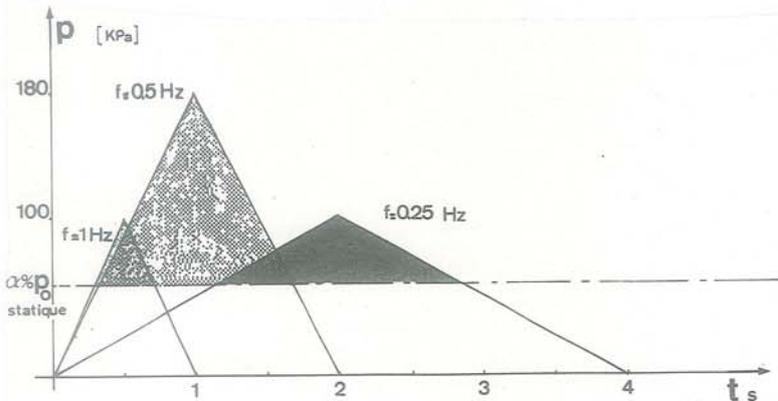


Fig F78 : Approche énergétique de la fatigue de la chaussée

VII.1.2 : Influence du géotextile

1.2.1 : Influence du module du géotextile

Nous montrons (fig F79) l'influence d'un géotextile tissé (tFs 170) et d'un non-tissé (BD 150) sur la résistance à la fatigue du bicouche. Cette figure met en évidence, comme pour les essais quasi-statiques, avec encore plus de clarté l'influence du géotextile sur le gain de résistance de la structure. Ce gain sur le trafic, très important dans notre modèle, s'explique partiellement par la similitude. Rappelons qu'un BD 150 est équivalent à un non-tissé aiguilleté très épais.

Il s'explique également par le sous-dimensionnement de la chaussée non renforcée (charge $p_m = 140$ kPa largement supérieure à la capacité portante du bicouche considéré). Comme pour le statique, on constate que pour une longueur d'ancrage suffisante (longueur totale de la nappe $L = L_c = 2,20$ m), la résistance à la fatigue (durée de vie de la chaussée) augmente nettement avec le module du géotextile (tFs 170 tissé de module $K = 250$ kN/ml et BD 150 non-tissé de module $K = 20$ kN/ml). Notons que le renforcement, comme en statique n'apparaît que pour un orniérage important nécessaire à la mise en tension de la nappe.

L'utilisation d'un géotextile de module relativement faible (BD 150) reste intéressante si on la compare à la technique du reprofilage utilisée normalement pour les chaussées très orniérées :

La méthode classique de réfection de chaussée provisoire consiste à reprofiler la piste déformée en la remblayant afin de permettre la poursuite du trafic. Nous avons comparé cette méthode à celle consistant à utiliser un BD 150 de faible module sans remblaiement ($p_m = 140$ kPa, $f = 1$ Hz) (fig F80).

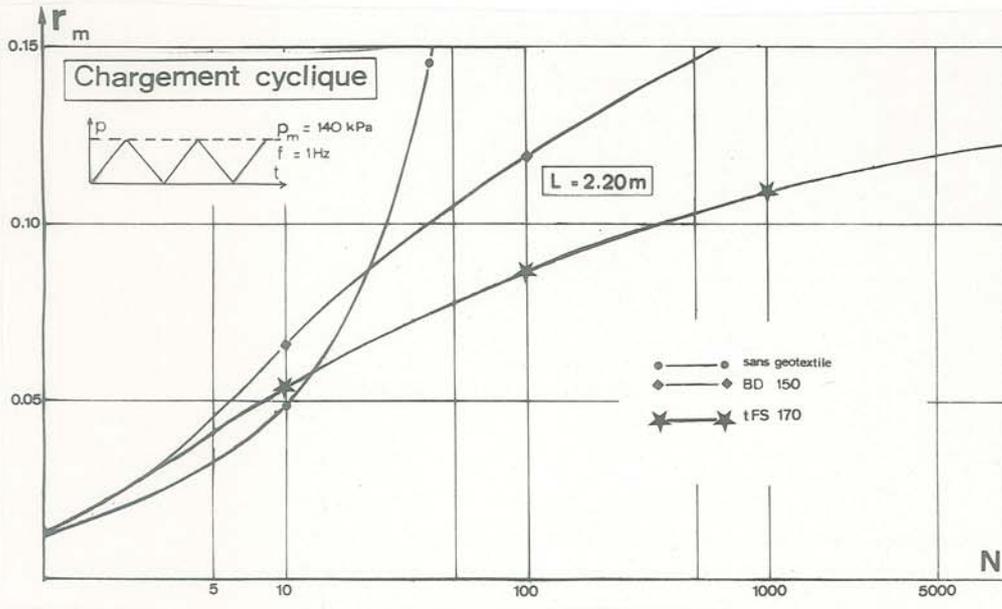


Fig F79 : Influence du module de déformation du géotextile sur le comportement du bicouche renforcé, sous chargement cyclique

Trafic sur chaussée sans géotextile $N = 42$ $r = 0,15$ m
chaussée reprofilée $r = 0,00$ m

Trafic sur chaussée reprofilée $N' = 640$ $r = 0,15$ m

Trafic total $N + N' = 682$ passages

Trafic sur chaussée avec BD 150 $N = 620$ $r = 0,15$ m
(sans reprofilage)

L'utilisation du géotextile BD 150 (similitude) permet avantageusement de remplacer l'effet d'un reprofilage.

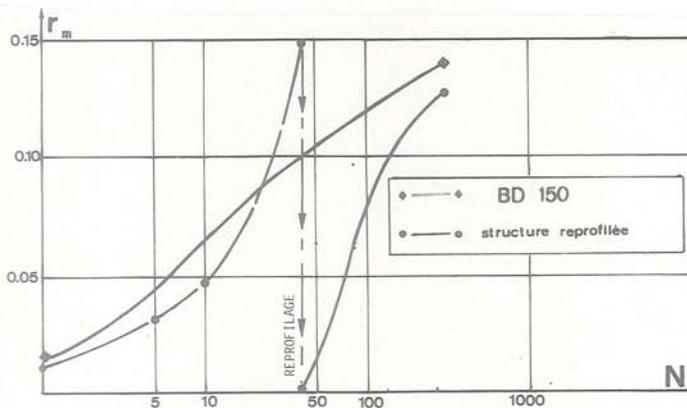


Fig F80 : Efficacité comparée d'un reprofilage et d'un renforcement initial de la chaussée provisoire

1.2.2 : Influence de la longueur d'ancrage

Soit L la longueur totale de la nappe en renforcement. La figure (F81) montre que l'effet de renforcement chute lorsque la longueur d'ancrage devient insuffisante pour reprendre les tensions engendrées dans la partie en membrane de la nappe. La rupture d'ancrage se caractérise par un déplacement u_G important en bout de nappe.

$$L = 1,00 \text{ m} \quad r = 0,15 \text{ m} \quad u_G = 42 \text{ mm}$$

$$L = 0,50 \text{ m} \quad r = 0,15 \text{ m} \quad u_G = 100 \text{ mm}$$

Ces valeurs de glissement en bout correspondent à une mobilisation totale de la tension d'ancrage limite T_p ($u_G > u_p$: réfé E IV). Cependant comme le montrent les jauges collées sur la nappe à 0,20 m de l'axe du poinçon, ces deux nappes ont un comportement différent (fig F82).

Pour la nappe courte ($L = 0,50$ m) la tension chute pour $r = 0,06$ m. Nous expliquerons cette chute de l'effort de traction dans la nappe par le décrochement de l'ancrage. En effet pour $K = 250$ kN/ml et $\epsilon = 0,32$ %, on trouve une tension $T = K\epsilon$ de 0,80 kN/ml à 0,20 m de l'axe de la charge, ce qui dépasse légèrement la valeur théorique maximale d'ancrage en ce point (on admet l'élasticité parfaite du tissé). La déformation négative obtenue ensuite correspond à la flexion locale de la jauge due à son positionnement par rapport au massif.

Pour la nappe longue ($L = 1,00$ m) le décrochement n'apparaît pas pour $r = 0,06$ m car la valeur de la tension développée en ce point, du même ordre de grandeur que celle obtenue pour la nappe courte ($L = 0,50$ m) reste inférieure à celle théoriquement mobilisable en ancrage. On pourra distinguer deux phases de fonctionnement. Une première phase de mise en tension (jusqu'à $r = 0,04$ m) pendant laquelle l'effet du géotextile est négligeable, sinon négatif (fig F81). Une seconde phase ($r > 0,04$ m) pendant laquelle la tension maximale dans la nappe augmente lentement en fonction de r . Cette seconde phase correspond à un net effet de renforcement du géotextile. Notons que pour les deux nappes ($L = 1,00$ m et $L = 0,50$ m) les elongations mesurées, donc les augmentations de tensions obtenues sous un cycle de chargement sont tout à fait comparables.

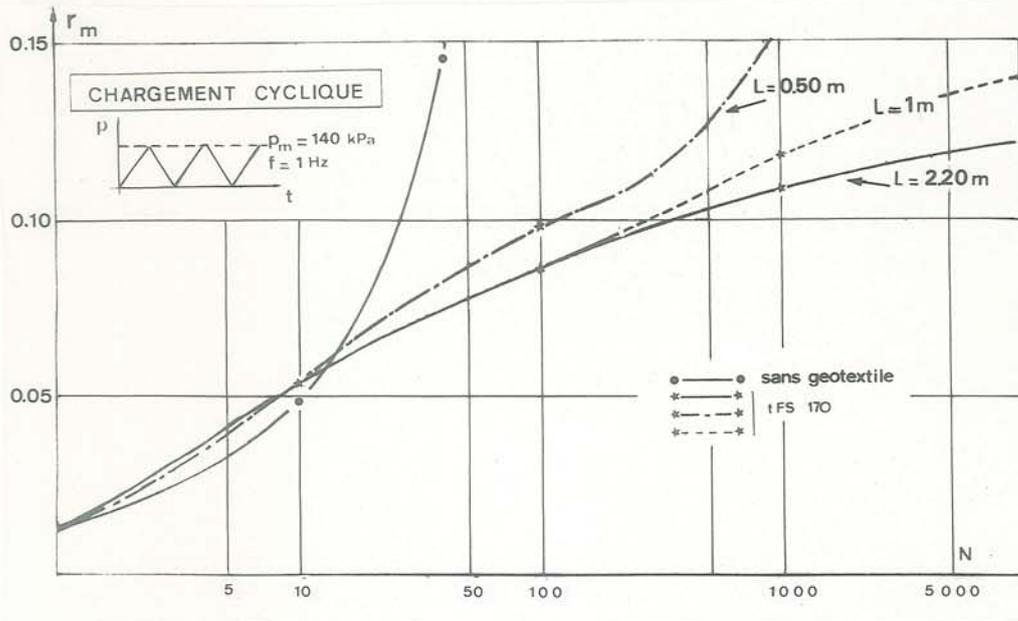


Fig F81 : Influence de la longueur d'ancrage du géotextile sur le comportement en renforcement sous chargement cyclique

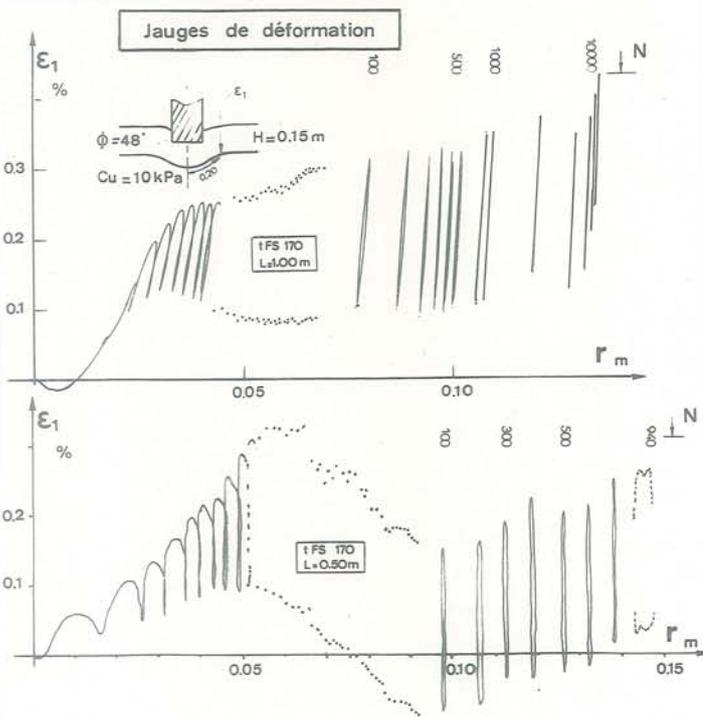


Fig F82 : Mesure des déformations du géotextile sous chargement cyclique - Influence de la longueur d'ancrage (réfer fig F81)

1.2.3 : Compatibilité entre le module de déformation K et la tension à la rupture T_r du géotextile

Nous venons de mettre en évidence l'influence du module du géotextile et de sa longueur d'ancrage. En extrapolant, le renforcement augmentera-t-il continuellement avec le module et la longueur d'ancrage. Dans cette optique nous avons testé une nappe d'aluminium de 160 g/m^2 (masse surfacique proche de celle des autres matériaux étudiés) de module 8 fois plus fort

que celui de la structure tissée ($K = 2\,000 \text{ kN/ml}$ et $T_r = 2 \text{ kN/m}$) et d'une longueur totale $L = 2,20 \text{ m}$ afin d'assurer la certitude d'un ancrage suffisant. Nous avons pris soin de protéger la nappe d'aluminium d'un poinçonnement éventuel par le matériau de couverture en grave concassée (poinçonnement qui aurait pu provoquer une amorce de déchirure) par une nappe non-tissée de très faible module placée sous le poinçon et d'une longueur de $0,30 \text{ m}$.

La structure renforcée par aluminium se déforme moins que la structure renforcée par le tissé, du moins jusqu'à $N = 500$ ($r = 0,085 \text{ m}$), ensuite l'ornièrage s'accélère brusquement (fig F83). Ce comportement s'explique par une rupture de la nappe d'aluminium (fig F84) à 100 mm de l'axe du poinçon que confirme l'indication des jauges de déformation placées sur la nappe à 200 mm de l'axe central du poinçon (fig F85). Une déformation maximale $\epsilon_{20} = 0,11 \%$ constatée sur la jauge n° 1 correspond bien à la tension de rupture $T_r = 2 \text{ kN/ml}$ de la feuille d'aluminium. Il y a donc concordance entre les résultats des jauges obtenus dans le modèle et lors de l'essai de traction. Cet essai confirme donc le mécanisme que nous avons proposé (en F.IV) à savoir qu'à même B^* une nappe de renforcement de plus fort module devra posséder une résistance à la traction plus élevée, car les tensions mobilisées seront plus fortes. Connaissant parfaitement la tension mobilisée au cours de cet essai (rupture en traction de la nappe et jauges adhérant parfaitement à l'aluminium) nous avons pu faire une vérification de la théorie en membrane circulaire

Théorie : Nous utiliserons la théorie en membrane au 500ème cycle, compte-tenu des résultats expérimentaux : ($N = 500$, $r = 0,085 \text{ m}$, $e = 0,073 \text{ m}$ et $B^* = 0,225 \text{ m}$), le glissement du point d'ancrage A théorique à une distance B^* de l'axe étant estimé à $u_A = 0,015 \text{ m}$, nous obtenons :

$$\theta = 2 \text{ Artg} (e/B^*)$$

et pour la déformation dans la partie en membrane,

$$\epsilon = (\theta / \sin \theta - 1 - u_A/B^* \sin \theta) = 0,14 \%$$

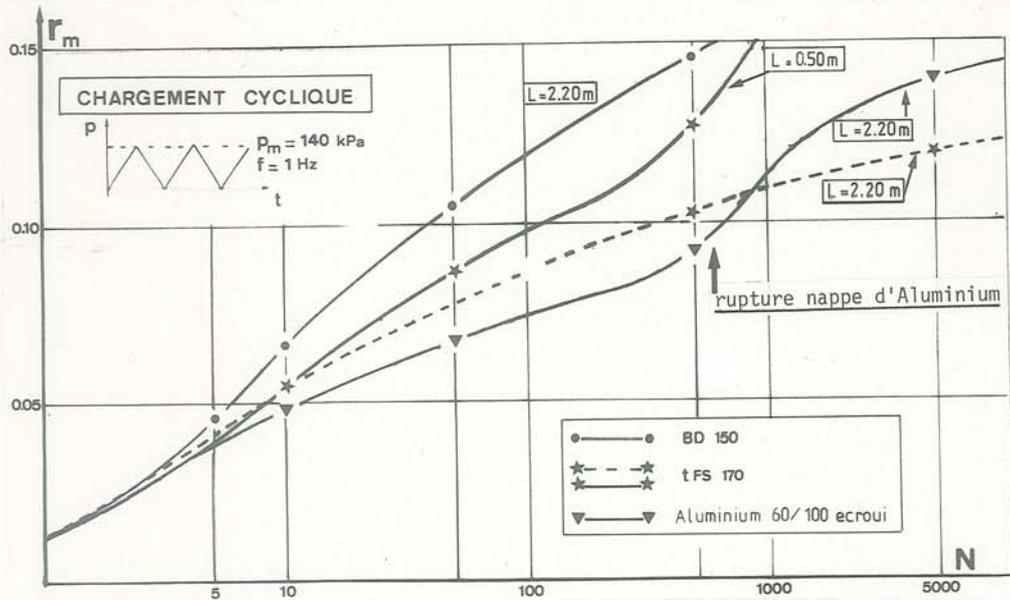


Fig F83 : Compatibilité entre le module de déformation K et la tension à la rupture T_r du géotextile



Fig F84 : Rupture de la nappe d'aluminium de fort module et de faible effort de traction à la rupture

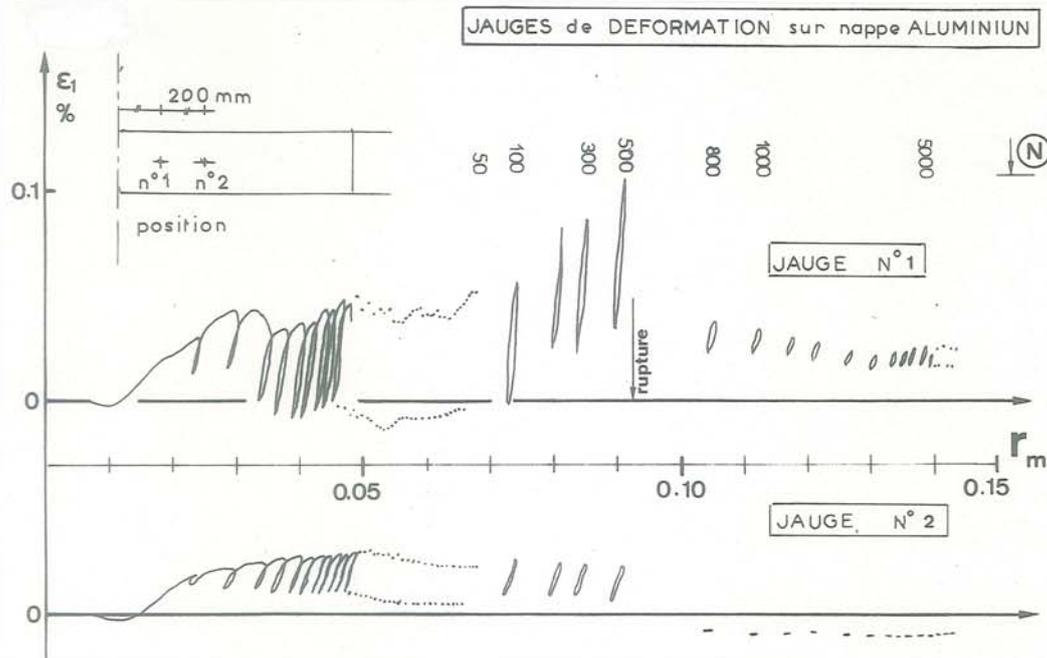


Fig F85 : Bicouche renforcé par feuille d'aluminium : mise en évidence de la rupture de la nappe, à partir des jauges de déformation

La jauge n° 1 donne comme indication de déformation $\epsilon_{20} = 0,11 \%$. La concordance entre les tensions (ou déformations) obtenues théoriquement par la théorie des membranes circulaires et expérimentalement s'avère donc bonne. Une nappe de fort module correctement ancrée est donc très efficace, mais cet essai met cependant en évidence le risque de voir se développer en membrane des tensions supérieures à la tension de rupture T_r du matériau. Dans le cas présent, le renforcement ne peut supporter un orniérage supérieur à $r = 0,08$ m, sans rupture de la nappe.

Dans certaines conditions (sol de fondation hétérogène) où l'on obtiendra des déflexions localement très importantes, une nappe de fort module devra posséder une résistance à la rupture très grande pour être acceptable. Ceci est à l'origine du succès des non-tissés qui constituaient un compromis en s'adaptant à des sols compressibles hétérogènes sans rompre du fait de leur grande déformabilité, et sans prendre de précautions particulières de mise en oeuvre. L'utilisation de tissé se montrera plus efficace à condition de prévoir une étude préalable des tensions engendrées dans la nappe (EIV et FIV).

Dans ce chapitre sur l'influence du géotextiles, nous avons donc montré un cas de rupture d'ancrage ($T_A > T_p$) et un cas de rupture en traction par dépassement de la résistance à la rupture de la nappe ($T_A > T_r$). Le dimensionnement du renforcement textile d'un bicouche nécessitera donc l'étude du choix des trois paramètres K , L_a , T_r .

VII.1.3 : Influence de la structure de renforcement

Nous avons mis en évidence que renforcer un bicouche par une nappe placée à l'interface pulvérulente/cohérent a une influence négligeable sinon négative pour les petites déformations (fig F81). L'influence négative pourrait correspondre à une rupture superficielle de la couche pulvérulente : nous l'avons montré en F.II.2, sous chargement quasi-statique et nous l'avons observé sur des expériences grandeur nature faites par le W.E.S. -(37)-(5)-(fig F98).

Le risque de rupture superficielle initiale est augmenté, pour notre modèle réduit, du fait du non compactage de la couche pulvérulente et de sa granulométrie étroite.

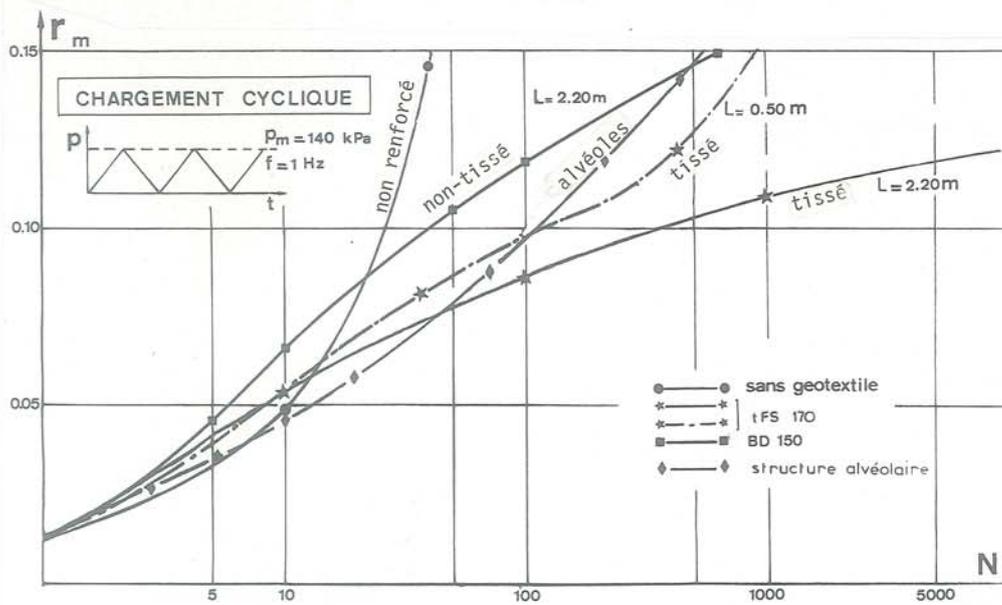


Fig F87 : Renforcement d'un bicouche par structure alvéolaire comparé au renforcement par un géotextile à l'interface

Pour éviter que lors du poinçonnement, l'écoulement plastique du sol se limite à la couche de forme, on peut envisager divers modes de renforcement :

- renforcement dans le plan :
 - . bi-nappes
 - . conteneur
 - renforcement perpendiculaire au plan :
 - . structure alvéolaire type Armater
- (33)-

C'est ce type de renforcement qui a retenu notre attention par sa nouveauté. Nous avons donc conçu une structure alvéolaire de $0,30 \times 0,30 \times 0,15$ m fabriquée à partir d'un BD 150 simplement cousu, remplie de gravette et placée sous le poinçon. Entre la structure alvéolaire et l'argile, nous avons placé une nappe BD 150 de $0,30$ m de longueur (fig F86).



Fig F86 : Structure alvéolaire de renforcement

Cette structure remplit la fonction que nous lui destinions pour les faibles orniérages (fig F87). En effet, la structure ainsi conçue se montre aussi performante que la structure sans renforcement à faible orniérage et elle est encore plus performante que la structure renforcée par nappe tissée jusqu'à un orniérage de $r = 0,07$ m. Au-delà de $r = 0,07$ m, cette structure tend à être moins efficace qu'une nappe textile BD 150 simplement étalée à l'interface.

Ceci apparaît parfaitement logique car :

- les alvéoles jouent un rôle répartiteur. Elles évitent à la rupture par poinçonnement de se développer dans la couche d'apport et rigidifient la zone sous le poinçon en aidant à la diffusion des contraintes. Lorsque l'enfoncement atteint $r = 0,07$ m la poche constituée par le sol d'apport est suffisamment convexe pour que le sol confiné à l'intérieur n'ait aucune possibilité de s'écouler latéralement et la présence d'alvéole n'est plus d'aucune utilité, le même phénomène se reproduisant sans renforcement (mais sur une largeur B_o^* plus faible cependant). Les largeurs B^* relevées sur les schémas d'écoulement plastique sont égales à :

. structure alvéolaire	$B^* = 0,270$ m
. mono-nappe tFS 170	$B^* = 0,240$ m
. mono-nappe BD 150	$B^* = 0,200$ m
. sans renforcement	$B_o^* = 0,185$ m

- les alvéoles sont associées à une nappe BD 150 à l'interface, trop courte pour que celle-ci joue un rôle en membrane, ce qui explique la faiblesse de son comportement pour de grandes déformations.

Cet essai permet d'isoler "l'effet répartiteur" correspondant au mécanisme proposé et permet donc de le quantifier : Comme en statique, cet essai confirme que l'effet répartiteur est la composante principale de l'effet renforcement pour les orniérages faibles à moyens, mais son importance décroît ensuite par rapport à l'effet membrane.

F.VII.2 - CRITERE DE FATIGUE DES CHAUSSEES

Pour les chaussées non revêtues et un orniérage standard r , HAMMIT -(11)- a montré que le nombre de cycles N_r obtenu pour l'orniérage r respectait approximativement une loi du type :

$$H = (a_1 \log N_r + a_2) \sqrt{p_m \cdot B/C_u - a_3}$$

Si l'on étend ce type de relation, pour un orniérage quelconque :

avec $a_1, a_2, a_3 = f(r)$ soit pour un sol de fondation (C_u) et une épaisseur H de sol de couverture.

[17] $p_m = a/(\log N_r + b)^2 + c$ avec $a, b, c = g(r)$

Pour un orniérage r fixé, il existerait une pression cyclique asymptotique $p_{ml} = c$ telle que :

$$p_m < p_{ml} \quad N_r \rightarrow \infty$$

Les résultats expérimentaux obtenus en faisant varier p_m (fig F88), dans le cas du bicouche renforcé par le BD 150, semblent montrer qu'une loi similaire peut être appliquée aux chaussées renforcées : p_{ml} croît avec r (Perrier -(27)-).

La connaissance de la pression limite $p_{ml}(r)$ est précieuse : elle permet de déterminer la charge roulante maximale tolérable pour la chaussée de structure préalablement définie, et pour un orniérage

admissible r . La détermination de $p_{ml}(r)$ apparaît cependant très laborieuse. Comme il est bien plus aisé d'effectuer un essai de poinçonnement quasi-statique qu'un essai de traficabilité, nous avons projeté d'établir une corrélation entre la pression quasi-statique $p_g(r)$ ou $p_o(r)$ et la pression $p_{ml}(r)$ cyclique.

Nous allons, pour cela, utiliser un résultat obtenu en (VII.1.1.3) :

Sous chargement cyclique, l'orniérage continue à croître en décharge, tant que

$p(r) > \alpha_o \cdot p_o(r)$ bicouche non renforcé (fig F75)

$p(r) > \alpha_g \cdot p_g(r)$ bicouche renforcé (fig F76 et F89)

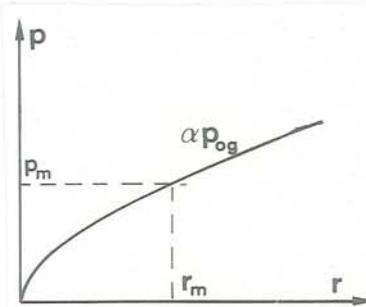
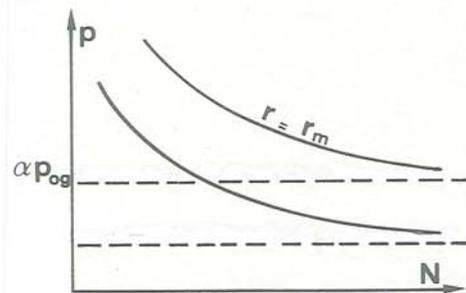
Soit (r_m, p_m) l'intersection de la droite $p = p_m$ avec la courbe d'enfoncement quasi-statique réduite : $p(r) = \alpha_{o,g} \cdot p_{o,g}(r)$.

On en déduit qu'une pression cyclique $p_m = \alpha_{o,g} \cdot p_{o,g}(r_m)$ entrainera une fatigue minime de la chaussée pour $r > r_m$, puisque :

- pour $r = r_m, p_m = \alpha_{o,g} \cdot p_{o,g}(r_m)$ entraine une déformation négligeable

- pour $r > r_m, p_{o,g}(r) > p_{o,g}(r_m)$, donc

$p_m = \alpha_{o,g} \cdot p_{o,g}(r_m)$ sera, pour chaque cycle successif, de plus en plus petit vis à vis de la pression entraînant une déformation négligeable. Il y aura stabilisation de l'orniérage à $r = r_m$.



On en déduit : $N_r \rightarrow \infty$
 pour $p_m = \alpha_{o,g} \cdot p_{o,g}(r_m) \quad r = r_m$

Nous rapprocherons ce résultat de celui obtenu en [17] en extrapolant la loi de Hammit :

$$p_m < p_{ml} \quad N_r \rightarrow \infty$$

Soit

$$p_{ml} = \alpha_o \cdot p_o(r_m) \quad \text{bicouche non renforcé}$$

$$p_{ml} = \alpha_g \cdot p_g(r_m) \quad \text{bicouche renforcé}$$

Pour $p_m < p_{ml}$, la structure bicouche supportera un trafic infini sans dépasser $r = r_m$.

$p_{o,g}(r)$ est obtenu à partir d'un essai de poinçonnement quasi-statique de la structure bicouche.

Il reste à définir la valeur du paramètre α . Nous ne disposons actuellement que de résultats sur la structure bicouche renforcée ($H = 0,15 \text{ m} - \emptyset = 48^\circ - C_u = 10 \text{ kPa} - \text{BD } 150$).

Cependant, nous avons montré sur cet exemple que α était indépendant de r pour un géotextile et une structure donnés. En prenant $\alpha = 0,70$ nous avons obtenu une bonne approche des courbes expérimentales (fig F88).

$$r_m = 0,08 \text{ m} \quad p_m = 456 / (\log N_r + 1,48)^2 + 80,5$$

$$r_m = 0,065 \text{ m} \quad p_m = 138 / (\log N_r + 0,61)^2 + 70$$

$$r_m = 0,05 \text{ m} \quad p_m = 214,4 / (\log N_r + 1)^2 + 58,8$$

$$r_m = 0,04 \text{ m} \quad p_m = 252 / (\log N_r + 1,17)^2 + 49,7$$

On admettra donc la formule générale

[18]
$$p_m = \frac{a(r)}{(\log N_r + b(r))^2} + \alpha \cdot p(r)_{\text{statique}}$$

avec α , indépendant de r , à structure bicouche donnée.

Pour étendre cette loi de fatigue à d'autres bicouches renforcés, il sera nécessaire d'effectuer au

minimum deux essais de chargement cyclique (à 2 p_m différents) et un essai d'enfoncement quasi-statique. On déterminera ainsi : $a(r)$, $b(r)$, α .

Dans l'état actuel, ce critère peut déjà être utilisé comme formule d'équivalence de charge : pour la structure ($H = 0,10$, $C_u = 10 \text{ kPa}$, BD 150) on atteindra un orniérage $r = r_m$ pour un couple (p_m , N_r) vérifiant la relation correspondante ci-dessus.

Dans le futur, il sera intéressant de définir la variation de α avec la structure de renforcement, (les essais nécessaires à cette démonstration sont en cours). Si α varie peu, le critère proposé présenterait un grand intérêt, la pression limite de fatigue serait donc égale à $\alpha \cdot p(r_m)_{\text{statique}}$ si $r = r_m$ est l'ornièrre limite tolérée.

Si on représente (fig 89 bis) la pression limite de fatigue p_{ml} en fonction de r_m , l'ornièrre limite tolérée, le renforcement apporté par un géotextile peut se traduire par un gain de pression limite de fatigue à même ornièrre r_m ou se traduire par un gain d'ornièrre à même pression limite admissible (donc une durée de vie plus importante). Ce critère: pression limite de fatigue = $\alpha p(r_m)_{\text{statique}}$ permettra, s'il est confirmé, d'évaluer la durée de vie d'une chaussée à partir des acquis des essais quasi-statiques : utilisation des effets membrane et répartiteur pour déterminer p_g à partir de p_o . Ce critère maintient la classification des structures établie en quasi-statique et conserve le rôle des différents paramètres.

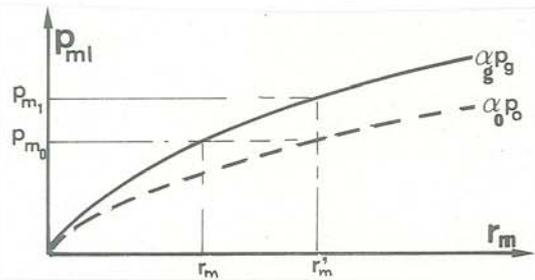


Fig F89 : Critère de fatigue du bicouche - détermination bis de la pression limite de fatigue

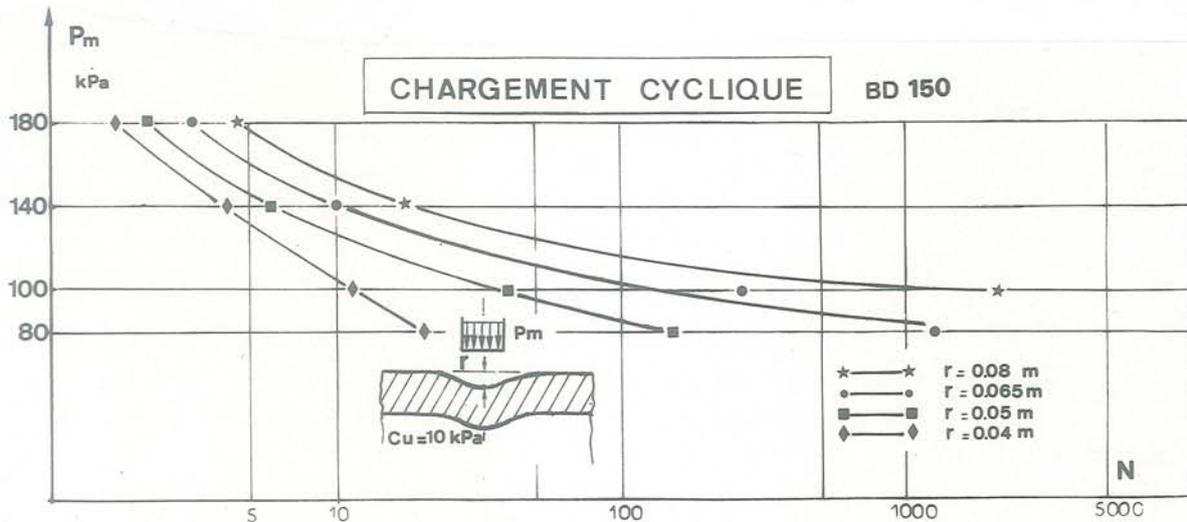


Fig F88 : Détermination de la pression limite p_{ml} en fonction de l'orniérage admissible : résultats expérimentaux

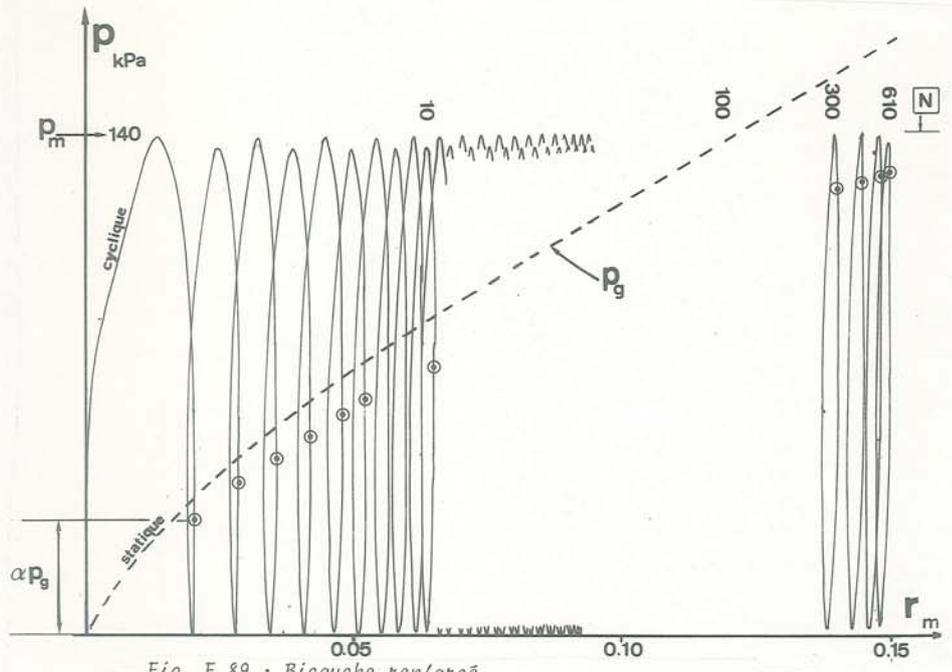


Fig. F 89 : Bicouche renforcé

($H = 0,15 \text{ m} - \varnothing 48^\circ - C_u = 10 \text{ kPa} - \text{BD150}$):
chargement quasi-statique et cyclique.

Notons que le critère proposé est à rapprocher du critère plus simpliste proposé par le Corps des Ingénieurs Américains (HALIBURTON -(10)-).

Pour, à l'échelle 1/3, $r_m = 0,035 \text{ m}$

$p_{m1} = 6 \cdot C_u$ bicouche renforcé (quel que soit le géotextile)

$p_{m1} = \pi \cdot C_u$ bicouche non renforcé

Nous avons assimilé les pressions maximales proposées aux pressions limites de fatigue.

Si l'on admet, pour le bicouche non renforcé, un comportement en palier, en grandes déformations, et un effet répartiteur nul de la couche de forme ($B_0^* = B$)

$$p_0(r_m) = p_0 = (\pi + 2) \cdot C_u$$

$$p_{m1} = \alpha \cdot p_0 = \alpha \cdot (\pi + 2) \cdot C_u = \pi C_u$$

pression limite de fatigue = $\alpha \cdot p(r_m)$ statique

$$\text{donc : } \alpha = \frac{\pi}{\pi + 2} = 0,61$$

ce qui est voisin de la valeur $\alpha = 0,70$ obtenue ci-dessus pour le bicouche renforcé.

Par contre, le critère proposé pour la structure renforcée par géotextile est beaucoup plus contestable, dans la mesure où il ne prend pas en considération le type de géotextile (ce qui serait équivalent à écrire, d'après notre théorie, que $\alpha \cdot p_g(r)$ ne dépendrait que de C_u).

F.VII.3 - APPROCHE THEORIQUE DU FONCTIONNEMENT CYCLIQUE EN MEMBRANE

VII.3.1 : Estimation des tensions mobilisées expérimentalement dans le géotextile :

L'estimation des tensions se faisait en poinçonnement quasi-statique à partir de la mesure des déformations associée à la donnée du module de déformation du géotextile (fig F56). En chargement

cyclique, l'estimation des tensions sera plus difficile dans la mesure où nous avons montré que, surtout pour les non-tissés, le module de déformation évoluait au cours des cycles (réfer E.II.3). De plus on montrerait qu'il évolue suivant le mode de sollicitation. L'obtention des modules K_j , K'_j nécessitera donc de reproduire le chemin en traction réel, en place, plus complexe que celui supposé en (E.II.3 : T_{\max} constant).

Dans le cas du tissé tFS 170 (fig E25 et F82) et de la feuille d'aluminium (fig F83), nous avons pu considérer un module constant, dans certaines conditions (VII.1.2). Ce n'est pas possible dans le cas des non-tissés. De plus dans ce cas, la mesure des déformations en place par jauges s'est révélée non opérationnelle.

Nous avons donc dû recourir à d'autres procédés pour obtenir au moins une estimation de la tension maximale subie par le géotextile :

- un relevé du quadrillage de la nappe, en fin d'essai, nous a permis d'avoir une mesure des déformations irréversibles (fig F90).
- un échantillon de BD 150 prélevé en fin d'essai à 0,20 m de l'axe du poinçon (même position que pour les jauges sur les tissés ou la feuille d'aluminium) a été soumis à un essai de traction simple et son comportement a été comparé à celui d'un échantillon vierge (fig F91). Le point de raccordement des deux courbes donne une borne supérieure T_{\max} de la tension en cours d'essai cyclique. Nous avons vérifié ce fait en effectuant sur trois matériaux différents des essais de traction cycliques à 50 % de la tension de rupture sous chargement unique :

- . le BD 150 non tissé aiguilleté
- . le tRP 60 non tissé mono-brin polyester
- . le t 110 tissé de bandelettes polypropylène.

(fig F92)

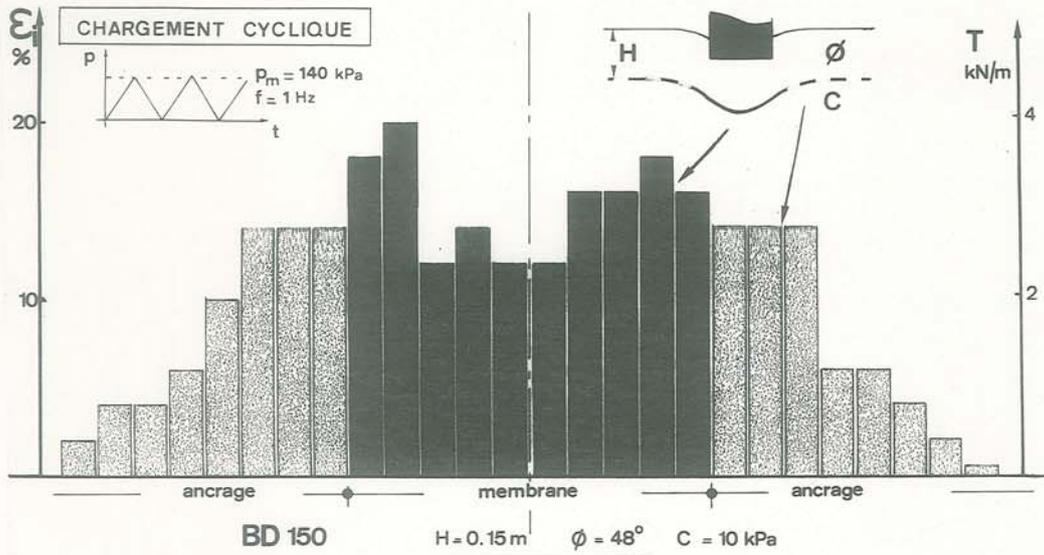


Fig F90 : Mesure des déformations irréversibles du géotextile en fin d'essai

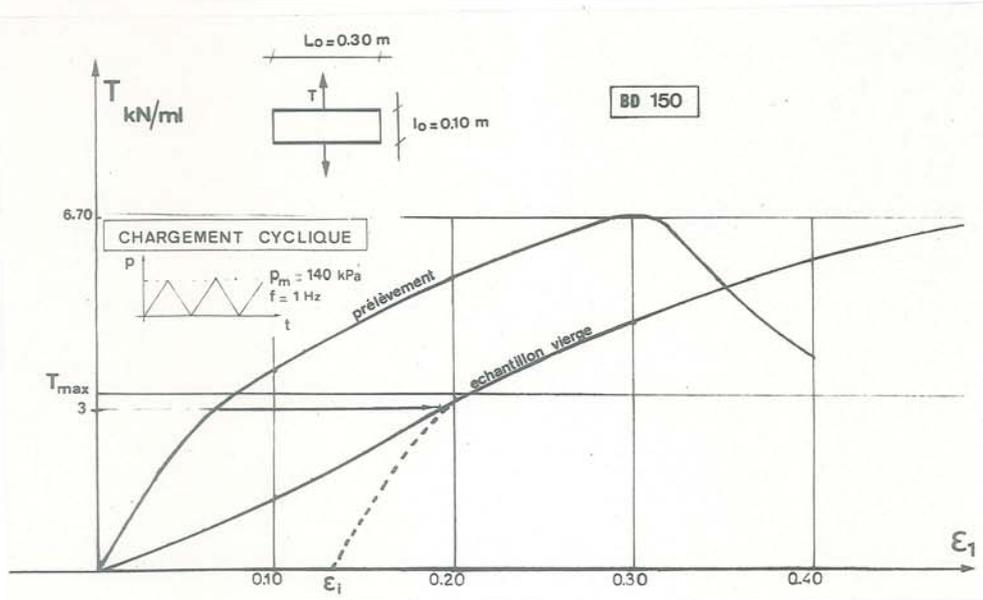


Fig F91 : Comportement en traction et "histoire" du géotextile - (essai cyclique : fig F89) -

L'utilisation de cette méthode d'investigation donne pour l'échantillon de BD 150 (fig F91) une borne supérieure de 3 kN/ml en accord avec les résultats obtenus à partir du quadrillage (fig F90). De plus, la déformation irréversible ϵ_i (fig F91) est voisine de 13 %, pour un comportement analogue à la fig. F 92.

En tout état de cause, nous n'avons pu utiliser pour une exploitation théorique les modules de déformation K_j , K'_j déterminés en (E.II.3), ceux-ci correspondant à des tractions sinusoïdales de tension maximale (4 kN/m et 6 kN/m) nettement supérieure à la borne supérieure de la tension dans l'essai bicouche (3 kN/m).

VII.3.2 : Effet membrane cyclique

Nous avons montré dans le chapitre F.V consacré au chargement quasi-statique la validité de l'hypothèse faite sur le mode de fonctionnement du géotextile. Nous étendons ce schéma au mode cyclique. La charge p_m répétée est constante, mais on peut s'interroger sur la part de la charge reprise par le géotextile et la part reprise par le sol.

Dans le cas du bicouche non renforcé, nous avons montré expérimentalement que la déformation obtenue à chaque cycle ne devenait importante que lorsque la pression appliquée dépassait αp_0 (p_0 capa-

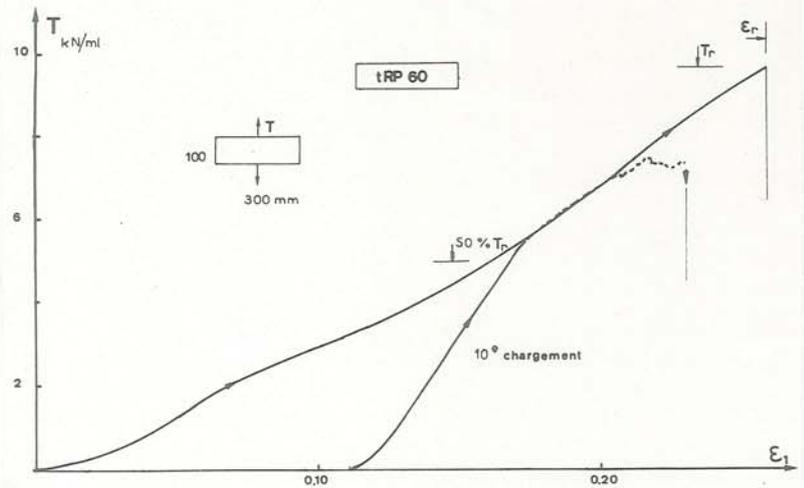
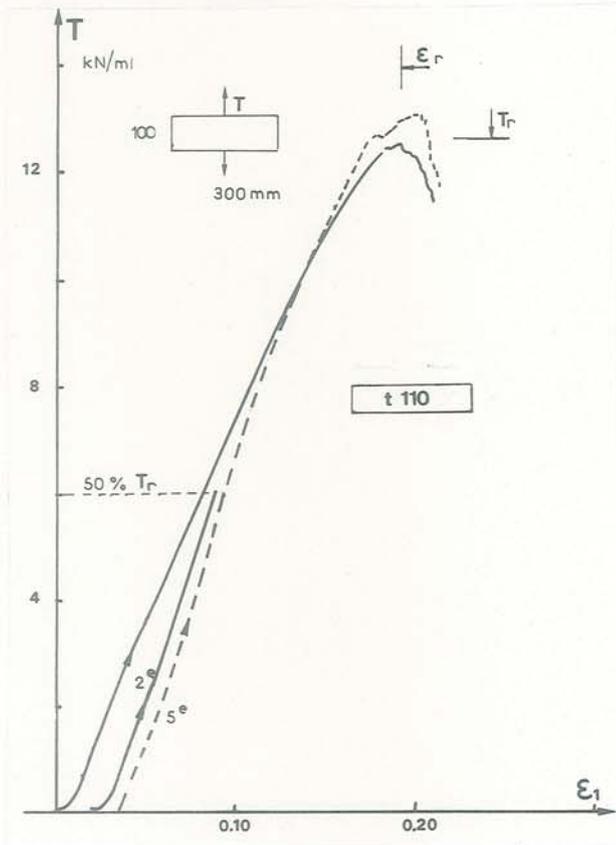


Fig F92 : Comportement en traction sous sollicitation cyclique

cité portante statique). Dans le cas du bicouche renforcé la déflexion de la couche de fondation obtenue à chaque cycle est beaucoup plus faible, ce qui induit que la part de la contrainte de poinçonnement reprise par cette couche ne dépasse pas αq_0 tel que (on néglige le poids de la couche susjacente),

$$\alpha q_0 \cdot B_0^* = \alpha p_0 \cdot B$$

$p_0(r) \approx p_0$: on peut considérer $p_0(r)$ comme indépendante de r à partir du pseudo-palier d'écoulement plastique du sol de fondation. Nous supposons donc en première approximation que le géotextile est à chaque cycle soumis à une charge maximale reprise en membrane Q_{mM} constante avec r .

effet répartiteur :

$$Q_{mR} = \alpha q_0 \cdot (B^* - B_0^*) = \alpha p_0 \cdot B \cdot \frac{B^* - B_0^*}{B_0^*}$$

effet membrane :

$$Q_{mM} = p_m \cdot B - \alpha q_0 \cdot B^*$$

$$\text{avec } Q_m = Q_{mR} + Q_{mM}$$

B^* est indépendant de r , q_0 est supposé aussi indépendant de r (pseudo-palier de portance) donc Q_{mR} est constant à partir du pseudo-palier.

Q_m étant constant, Q_{mM} l'est aussi.

$$T = \frac{Q_{mM}}{2 \sin \theta}$$

Lorsque r croît, θ augmente et si Q_{mM} est constant, T tend à décroître au cours de l'orniérage. Les mesures d'après jauges sur modèle (fig F82) ne font pas apparaître un tel comportement. On peut donc penser qu'en réalité la part de charge reprise en membrane tend à augmenter et donc la part de charge reprise par le sol tend à décroître. Malgré cette remarque et eu égard aux faibles variations de T , au delà des premiers cycles, nous considérerons : $Q_{mM} = \text{constante}$

Soit : L'_{j-1} la longueur de la membrane en fin de la $(j-1)$ ème décharge

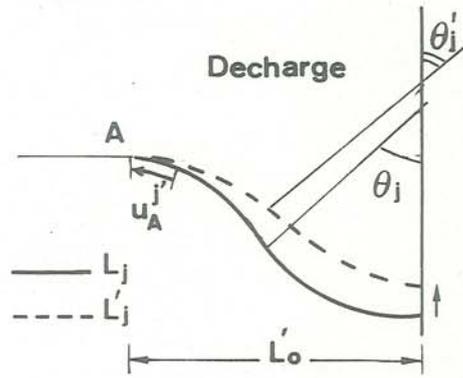
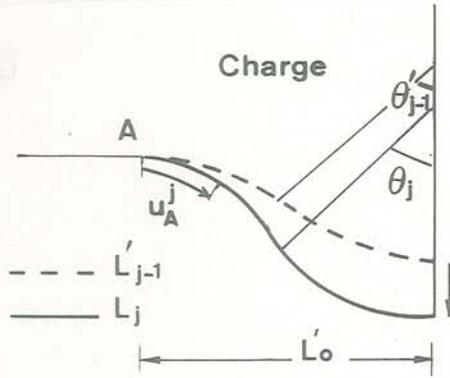
L_j la longueur de la membrane en fin de la j ème charge

L'_j la longueur de la membrane en fin de la j ème décharge

U_A^j déplacement du point A au j ème chargement

$U_A^{j'}$ déplacement du point A au j ème déchargement

Comme en quasi-statique, nous supposons la distance, entre les deux points d'inflexion de la membrane, constante $B^* = L'_0$. La position d'équilibre de la membrane est caractérisée par la valeur de l'ouverture θ .



On a donc pour le j ème chargement :

$$L_j = B^* \cdot \theta_j / \sin \theta_j = L'_0 \cdot \theta_j / \sin \theta_j$$

et pour le j ème déchargement :

$$L'_j = B^* \cdot \theta'_j / \sin \theta'_j = L'_0 \cdot \theta'_j / \sin \theta'_j$$

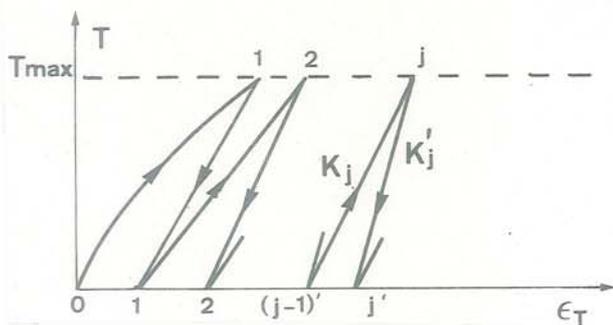
La déformation de la partie en membrane est constante (hypothèse de la déformée circulaire) tout au long de la membrane = ϵ_T . En prenant en compte la notion de module apparent K_j en charge et K'_j en décharge, on a :

déformation au j ème chargement :

$$\frac{T_{\max}}{K_j} = \frac{\epsilon_T(t_j) - \epsilon_T(t'_j - 1)}{1 + \epsilon_T(t'_j - 1)}$$

déformation au j ème déchargement :

$$\frac{T_{\max}}{K'_j} = \frac{\epsilon_T(t_j) - \epsilon_T(t'_j)}{1 + \epsilon_T(t'_j)}$$



On écrit les relations d'équilibre de la membrane et d'élasticité de celle-ci :

à la fin du j ème chargement

• équilibre : $T_j = Q_{mM} / 2 \sin \theta_j$

• élasticité $\frac{T_j}{K_j} = \frac{((L_j - U_A^j) - L'_{j-1})}{L'_{j-1}}$

Comme en quasi-statique la tension dans la membrane engendre un glissement U_A^j d'ancrage ($U_A^j > 0$).

à la fin du j ème déchargement

Le déchargement (j)' produit un retour élastique ($K'_j > K_j$) avec décollement de la membrane (Fig F21). L'ancrage, dont la tension T_A^j en tête s'annule, subit lui aussi un retour élastique ($U_A^{j'} < 0$). On peut considérer le déchargement comme un pseudo-chargement inverse :

élasticité: $\frac{T_j}{K'_j} = \frac{((L_j + U_A^{j'}) - L'_j)}{L'_j}$

Ce type de relation nous permet de lier les valeurs θ'_j et θ_{j+1} de la j ème décharge et du (j+1)ème chargement ainsi que les valeurs θ_j et θ'_j du j ème chargement et de la j ème décharge. Les deux valeurs θ_j et θ_{j+1} de deux chargements successifs sont donc liées par la relation :

$$\frac{\left(\frac{Q_{mM}}{2K'_j \sin \theta_j} + 1\right) \cdot \frac{\theta_{j+1}}{\sin \theta_{j+1}} - \frac{1}{\sin \theta_{j+1}} \cdot \frac{Q_{mM}}{2K_{j+1}}}{\frac{\theta_j}{\sin \theta_j} + U_A^{j'}} = 1 + \frac{U_A^{j+1} \cdot \left[\frac{Q_{mM}}{2K'_j \sin \theta_j} + 1\right]}{L'_0 \cdot \left(\frac{\theta_j}{\sin \theta_j} + U_A^{j'}\right)}$$

On a donc une relation de la forme :

$$A(\theta_j, U_A^{j'}, K'_j) \cdot \theta_{j+1} / \sin \theta_{j+1} - B(K_j + 1) / \sin \theta_{j+1} = C(\theta_j, U_A^{j'}, U_A^{j+1}, K'_j)$$

La connaissance de la loi de comportement des ancrages soumis à des sollicitations cycliques ($U_A^{j'}$ et U_A^{j+1}) ainsi que du comportement rhéologique des géotextiles soumis à des sollicitations répétées (K_j, K'_j) peut permettre de déterminer θ_{j+1} en fonction de θ_j , donc l'ornièrage en fonction du nombre de cycles.

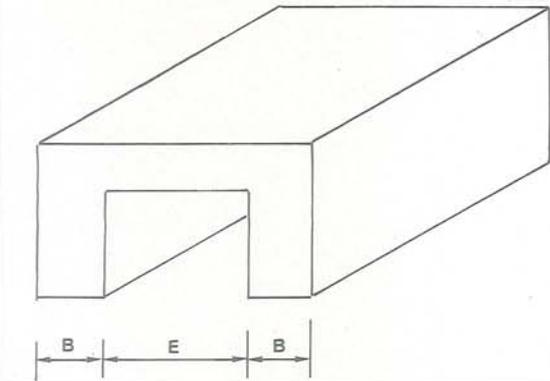
F.VIII - CHARGEMENT PAR UN DOUBLE POINÇON

Dans ce chapitre, nous avons envisagé un certain nombre de paramètres intervenant sur le fonctionnement d'un bicouche renforcé, poinçonné par une charge roulante. Nous n'avons cependant pas envisagé jusqu'à présent le problème de l'interaction entre les deux (doubles) roues d'un essieu du véhicule.

Nous allons présenter une approche théorique de l'influence de la proximité des deux charges appliquées, et les quelques résultats d'essais sur chaussées réelles disponibles.

F.VIII.1 - APPROCHE THEORIQUE DE L'INTERACTION ENTRE DEUX CHARGES.

Comme précédemment, nous considérerons le problème du poinçonnement en déformation plane. L'interaction entre les deux poinçons sera fonction des deux paramètres adimensionnels (B/H) et (E/H).



VIII.1.1 : Charge limite pour un bicouche non renforcé

Le calcul de la pression limite pour le double poinçon a été effectué en analyse limite (Mommessin - Matichard -(19)-), à l'aide de la méthode des blocs en supposant que le sol de couverture n'intervenait que comme répartiteur des contraintes au niveau du sol de fondation cohérent. Nous négligerons la résistance au cisaillement de la couche de couverture (Meyerhof -(21)-) et la différence de surcharge effective entre le sol sous la plaque (élément trapézoïdal) et le sol de couverture latéral.

Soit comme précédemment, B_o^* la largeur fictive :

$$\operatorname{tg} \xi_{do} = \frac{B_o^* - B}{2H}$$

$$\text{On pose } \lambda_o = \frac{L_3}{B_o^*} = \frac{E - 2H \cdot \operatorname{tg} \xi_{do}}{B + 2H \cdot \operatorname{tg} \xi_{do}}$$

$$p_o^{\text{lim}} = \frac{B + 2H \cdot \operatorname{tg} \xi_{do}}{B} \cdot q_o^{\text{lim}}$$

On obtient un schéma d'écoulement plastique dissymétrique par rapport à l'axe d'un poinçon pour $\lambda_o < 1$: ce sera le cas d'interaction entre les deux poinçons. Pour λ_o supérieur, on n'aura pas d'interaction.

$$\lambda_o \leq 1 :$$

$$\text{on pose } \operatorname{tg} \gamma = \frac{\sqrt{2 - \lambda_o^2}}{\lambda_o}$$

$$\frac{q_o^{\text{lim}}}{C_u} = 1 + \frac{\pi}{2} (1 + 2 \cos^2 \gamma) + 2 \sin \gamma \cdot \cos \gamma + 2 \gamma \cdot (\sin^2 \gamma - \cos^2 \gamma)$$

$$\lambda_o \geq 1 \text{ (pas d'interaction) :}$$

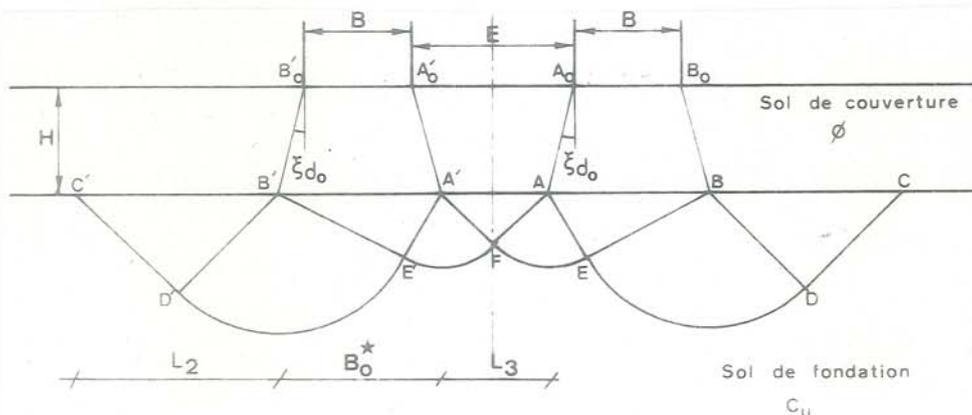
$$\frac{q_o^{\text{lim}}}{C_u} = \pi + 2$$

On peut ainsi montrer l'importance de l'épaisseur H sur la pression limite pour un essieu normalisé et un bicouche défini par (H, ϕ , C_u) (fig F93). Nous sommes dans le cas où λ_o est supérieur à 1 pour H = 0 :

$$C_u = 25 \text{ kPa (I}_{\text{CBR}} \approx 1) \quad \phi = 45^\circ$$

$$E = 1,15 \text{ m} \quad B = 0,68 \text{ m}$$

$$\operatorname{tg} \xi_{do} = 1/3$$



On constate que la pression limite de poinçonnement q_0^{lim} du massif cohérent est peu dépendante de H : l'effet d'interaction est négligeable. Par contre la pression p_0^{lim} est très influencée par l'épaisseur H : l'effet répartiteur est très important, mais de valeur identique au cas du mono-poinçon.

Des essais de poinçonnement par bi-plaque d'un massif cohérent -(19)- ont cependant montré une influence plus importante de l'interaction sur la pression portante (fig F94).

VIII.1.2 : Charge limite pour un bicouche renforcé

Nous identifions, comme pour le mono-poinçon, l'influence du géotextile à un double effet, répartiteur et membrane.

1.2.1 : Effet répartiteur

Soient B_0^* et B^* , respectivement les largeurs fictives pour le bicouche non renforcé et le bicouche renforcé de mêmes caractéristiques (H, ϕ , C_u).

A la différence du mono-poinçon, q_0^{lim} est dépendant de la valeur de la largeur fictive, donc différent pour le cas sans et avec géotextile :

$$\Delta p_R = p_0^{lim} (B^*/H, E/H) - p_0^{lim} (B_0^*/H, E/H)$$

1.2.2 : Effet membrane

La déformée en membrane du géotextile sera dissymétrique par rapport à l'axe d'un poinçon quel que soit λ (pour $\lambda > 1$ le schéma d'écoulement plastique du sol cohérent est lui symétrique).

En effet l'écoulement plastique à volume constant du sol cohérent impose dans la zone centrale confinée, située entre les deux poinçons, que l'aire comprise entre le niveau initial et l'arc 1K soit égale à l'aire comprise

entre ce même niveau initial et l'arc K0 (fig. F95 et F96).

Par contre, latéralement aux poinçons, nous négligerons les remontées de sol cohérent au dessus du niveau initial, ces remontées étant très étalées en largeur. C'est l'hypothèse que nous avons déjà adoptée pour le mono-poinçon, en considérant seulement que la déflexion e était mesurée par rapport au point (latéral) du géotextile le plus haut, mais en négligeant l'effet membrane latéral, en raison de la faible flèche relative -(réfer F.IV.2.3.1)-.

La déformée du géotextile a les caractéristiques suivantes :

Nous adoptons le principe de la pression normale uniforme au géotextile, par tronçons.

Nous avons proposé précédemment une résolution de ce problème avec l'hypothèse de la contrainte verticale uniforme par tronçons (déformée parabolique) -(20)-.

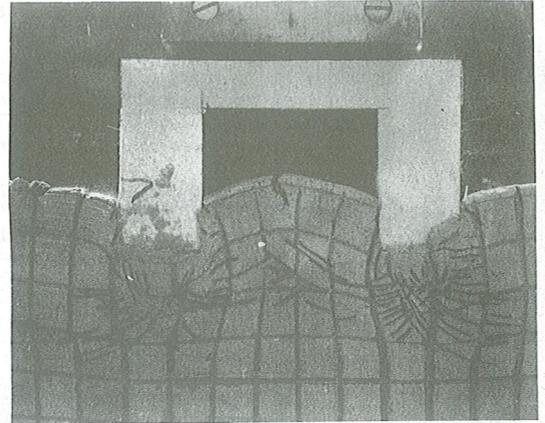


Fig F94 : Poinçonnement d'un massif cohérent par un bi-poinçon : cas de non interaction : $\lambda_0 > 1$

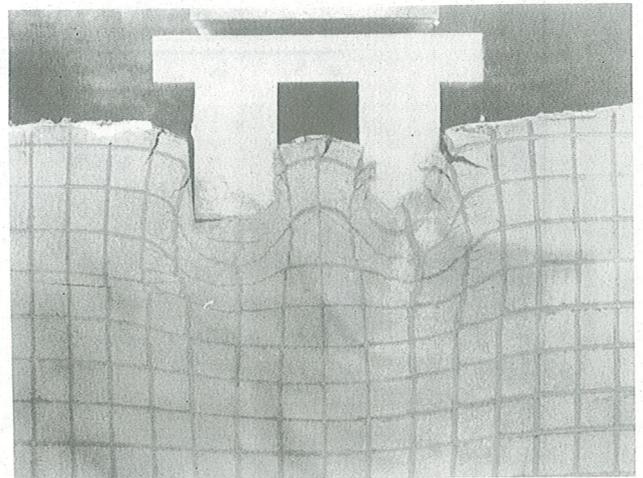


Fig F94 bis : Poinçonnement d'un massif cohérent par un bi-poinçon : cas d'interaction : $\lambda_0 < 1$

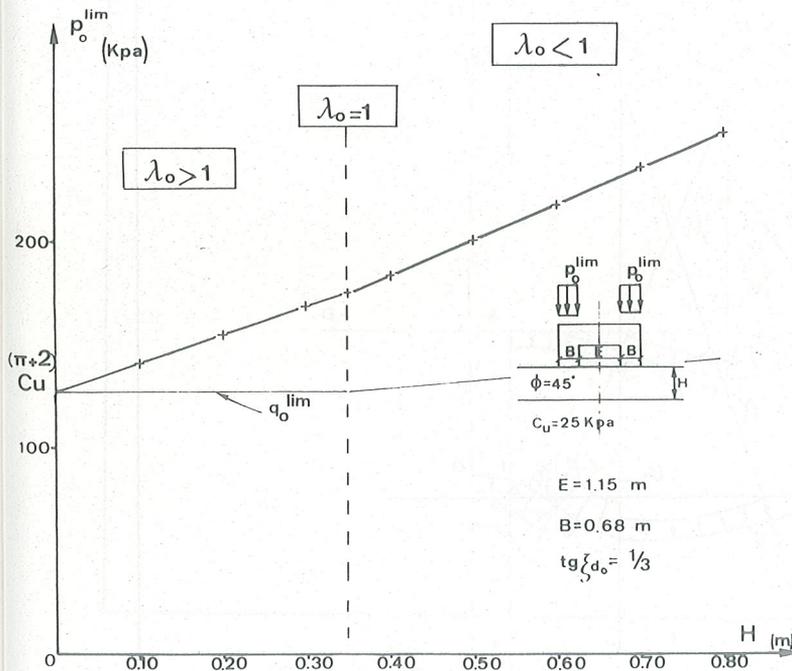


Fig F93 : Influence de l'épaisseur H sur la pression limite d'un bi-poinçon

La déformée est compatible avec les schémas d'écoulement plastique :

* le sommet du coin plastique sous poinçon correspond au point I de déflexion maximale de la membrane. Ce point correspondra à un point de raccordement à tangente horizontale des deux tronçons bi-circulaires de la déformée.

* les limites de la largeur fictive B^* correspondent aux deux points d'inflexion C et C' de la déformée en membrane.

L'équilibre vertical de la membrane entraîne que GA et JO extérieurs à la zone en membrane ne soient soumis à aucune pression normale différentielle entre les deux faces du géotextile : GA et JO ne sont donc pas convexes et sont donc des éléments plans horizontaux : GA fonctionne en ancrage, avec un point extrême G libre ou fixe suivant les conditions de pose. JO fonctionne en ancrage, avec un point extrême O fixe (par symétrie).

La déformation de la membrane est uniforme de A à J :

$$[17] \quad \epsilon = \frac{2\rho'_1 \cdot \theta'_1 + 2\rho''_1 \cdot \theta''_1 - 2B^* - (u_A + u_I)}{2B^*}$$

avec u_A glissement en tête de l'ancrage GA

u_J glissement en tête de l'ancrage OJ (O fixe)

qui peuvent être définis à partir du comportement en ancrage.

L'élasticité de la membrane entraîne :

$$[18] \quad \frac{T}{K} = \epsilon \quad \text{avec } T \text{ tension uniforme dans la membrane}$$

L'incompressibilité du sol cohérent en écoulement permet de déterminer la remontée e' en fonction de la déflexion e , par un simple calcul géométrique.

$$[19] \quad e' = g(\lambda, e)$$

L'équilibre de la membrane permet de quantifier l'effet membrane :

$$[20] \quad \Delta p_M \cdot B = T \cdot \sin \theta'_1 + T \cdot \sin \theta''_1$$

Comme pour le bicouche non renforcé, nous considérerons deux cas, suivant la valeur de

$$\lambda = L_3/B^*$$

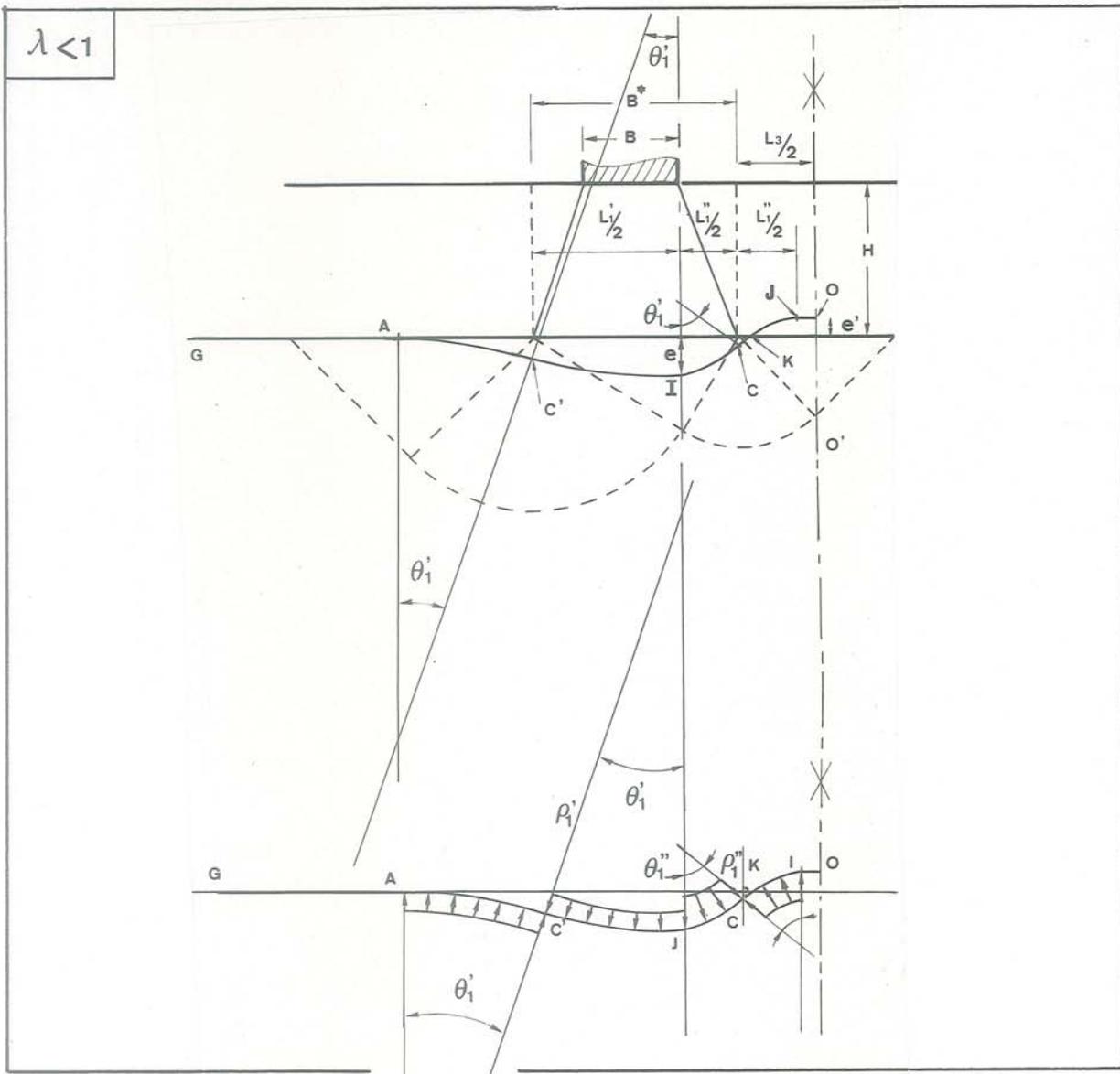


Fig F95 : Effet membrane dans le cas d'un double poinçon
- ($\lambda < 1$) -

F.VIII.2 - ESSAIS GRANDEUR NATURE SUR CHAUSSEES

De nombreuses expérimentations de chaussées provisoires sur sol mou ont permis de mettre en évidence l'influence du géotextile utilisé à l'interface couche de forme - sol de fondation mou, mais peu ont permis de quantifier cette influence.

Nous ne rappellerons donc ici que ceux permettant une interprétation du comportement.

VIII.2.1 : Les essais du Waterways Experiment Station

L'étude entreprise, pour le compte de l'Armée Américaine, concernait le problème des voies d'accès aux ponts militaires tactiques. Elle a permis l'expérimentation de structures nouvelles pour voies provisoires -(37)-.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau F4, et sur la fig F97. Nous retiendrons : - Delmas -(5)-

L'influence notable des géotextiles, même de faible module : la rupture de la chaussée est beaucoup plus brutale pour la chaussée sans géotextile comme en témoigne le pseudo-palier du diagramme de fatigue : la pente du pseudo-palier est bien plus faible pour la chaussée non renforcée que pour la chaussée renforcée.

L'influence très claire de la valeur du module du géotextile (géomembrane T16 de module (K = 150 kN/m) beaucoup plus performante que le BD 340).

Le géotextile diminue donc la "fragilité" de la structure bicouche, aux forts ornièresages.

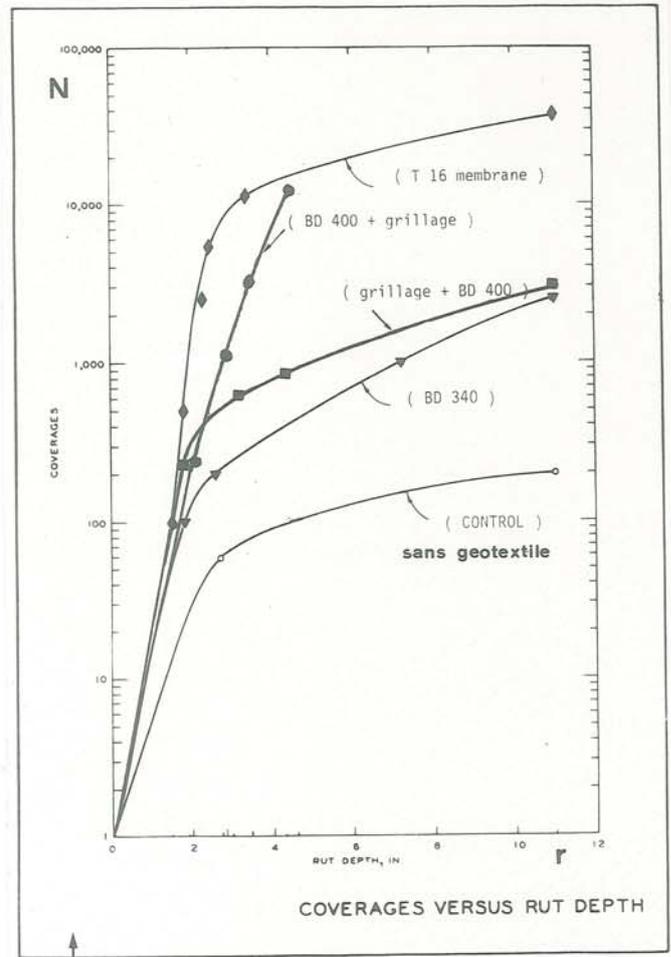


Tableau F4 : Tableau récapitulatif des résultats du W.E.S. et du C.E.R. de Rouen

Fig F97 : Essais W.E.S. grandeur nature sur chaussées provisoires renforcées

Essais du W.E.S				Essais du Centre d'Etudes Routières de ROUEN									
P = 80 kN				P = 130 kN									
Grave concassée	Grave concassée	Grave concassée (0/20)	Grave concassée (0/30)	Grave concassée (0/30)	Grave concassée (0/30)	Grave concassée (0/30)	Ballast						
H= 0.355m		H=0.40 m	H=0.50m			H= 0.60 m							
BD 340	T16	BD, Gr+	Gr, BD+	BD 340	Gr28	BD 280	tS 175	tS 205	BD 280	tS 205	BD 280	tS 205	BD 280
Argile ou limon: I (CBR) = 1													
Nombre_de_passages													

Ornière r= 0.08m

68	210	11 x 10 ³	600	1500	1	2	2	18	8	(60)	(60)	(60)	(60)	(100)	(100)	18	3	3	3
----	-----	----------------------	-----	------	---	---	---	----	---	------	------	------	------	-------	-------	----	---	---	---

Ornière r= 0.25 à 0.30 m

200	2.5 x 10 ³	54 x 10 ³	3.66 x 10 ³	15 x 10 ³	2	10	25	25	18	(100)	(100)	(100)	(100)				(18)	(18)	(18)
-----	-----------------------	----------------------	------------------------	----------------------	---	----	----	----	----	-------	-------	-------	-------	--	--	--	------	------	------

(-) valeurs déterminées par extrapolation (non fournies par les auteurs)

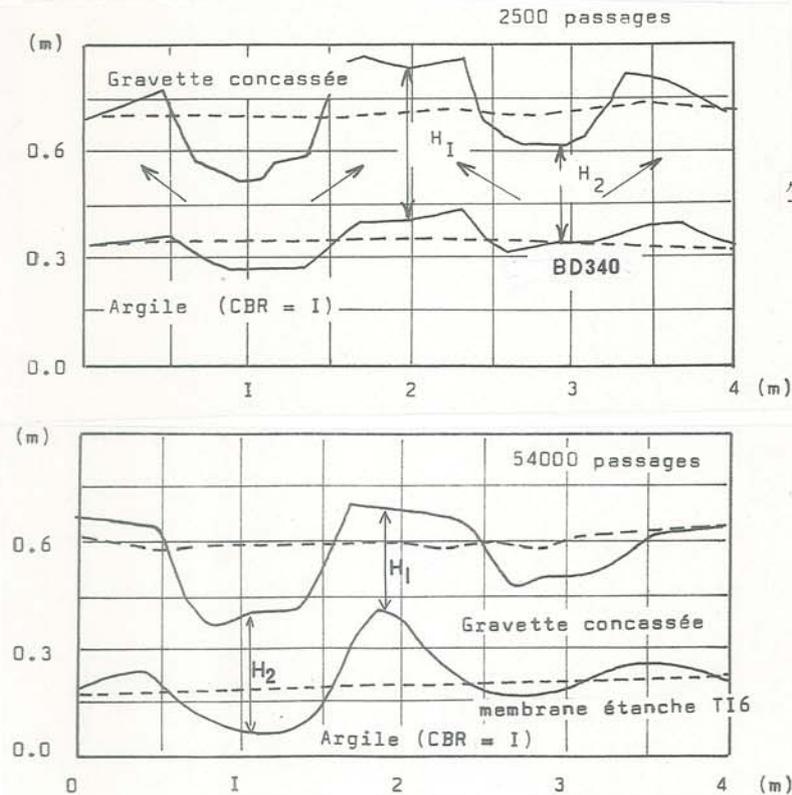
Gr:treillis métallique: maille rectangulaire 100x50 mm
 Gr 28: grille NETLON 5515
 tS: tissé Stabilenka

Le cas de l'utilisation d'une grille métallique est exemplaire. Il met en valeur la nécessité, pour assurer le fonctionnement de ce type d'armature, d'une nappe anticontaminante (BD 400) : Dans le cas où la grille est protégée par un anticontaminant, son renforcement de la couche de forme apparaît très efficace. Par contre, sans anticontaminant, la grille poinçonne la couche d'argile. Le non-tissé BD 400 situé au-dessus dans ce cas est le seul à agir en renforcement.

Enfin le relevé des déformations du bi-couche en fin d'expérimentation a permis de mettre en évidence les deux modes de rupture, que nous avons précédemment observé sur notre modèle (F.II.1) : (fig F98).

* rupture superficielle (BD 340 - $H = 0,355$ m) caractérisée par des différences d'épaisseur finale importantes dans la couche de roulement ($H_1 \neq H_2$), et une déflexion faible de la couche de fondation.

* rupture profonde (T16 - $H = 0,355$ m) caractérisée par une simple distorsion de la couche de roulement, sans variation d'épaisseur notable ($H_1 = H_2 = H_3$), et une déflexion plus importante de la couche de fondation.



rupture superficielle : $H_1 > H_2$

rupture profonde : $H_1 = H_2$

Fig F98 : Cas réels de rupture superficielle (BD 340) et rupture profonde (T16) pour chaussée provisoire sur sol mou (W.E.S.)

VIII.2.2 : Les essais du Centre d'Etude Routière de Rouen

Trois séries d'expériences ont été successivement réalisées (23, 24), toutes relatives au problème du renforcement des chaussées provisoires. Le point marquant est que ces tests n'ont pas permis de faire apparaître l'efficacité du géotextile (tableau F4) :

Les profils de chaussées considérés apparaissent notablement sous-dimensionnés puisqu'ils sont de l'ordre de grandeur des profils considérés en similitude dans nos essais de modélisation en chargement cyclique. Dans ces conditions, les géotextiles choisis auraient dû être pris avec des modules supérieurs, mais aussi des ancrages de longueur supérieure. En effet la fosse d'essai était étroite, entraînant des conditions d'ancrage précaires et de plus un écoulement du sol cohérent, notable dans le sens du trafic, sous forme d'une vague pouvant dépasser le niveau initial.

VIII.2.3 : Les essais du Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Nancy

Nous avons participé à l'élaboration d'un programme d'essais de chaussées renforcées, visant à comparer l'efficacité de différentes techniques de renforcement (référer fig F35) : nappe courte ou longue, bi-nappe, conteneur, à partir de non-tissés ou tissés (fig F99).

Faute de temps, ces essais récents n'ont pu encore donner lieu à une analyse approfondie. Au vu des données brutes, ces essais conservent la classification des structures établie lors de nos expériences sur modèle (non-tissé/tissé et mono-nappe/bi-nappe). Les essais réels ont fait apparaître des problèmes non reproduits en similitude : *abrasion* de la nappe supérieure du bi-nappe ou du conteneur, en raison du caractère particulièrement agressif des agrégats de la couche de forme (fig F11)

rupture localisée en raison d'hétérogénéités très importantes du sol de fondation.

La non-poursuite des essais, jusqu'à un ornierage important, n'a pas permis de mettre en évidence une différence importante au niveau du renforcement.

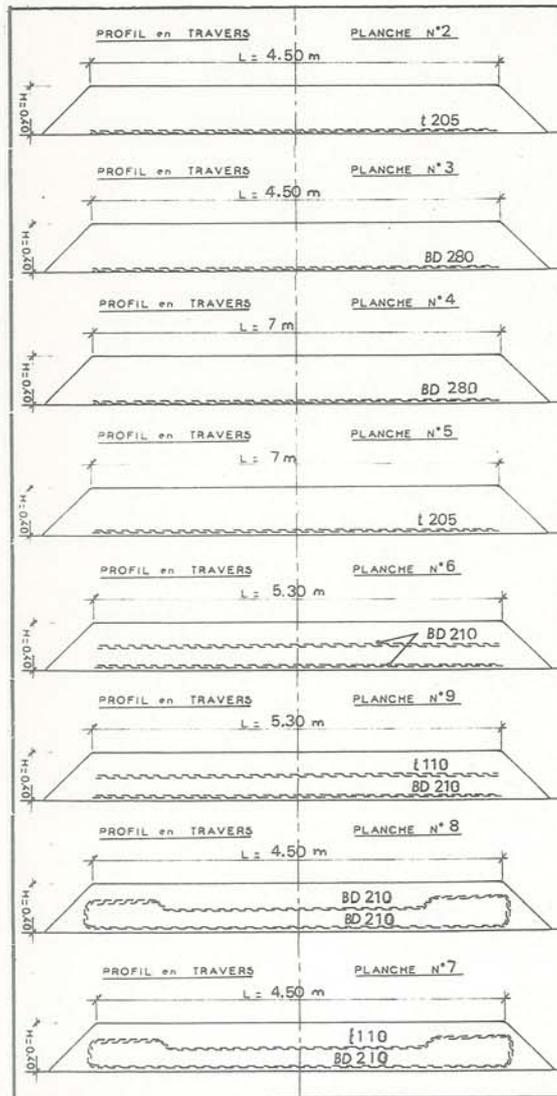


Fig F99 : Différentes structures de renforcement testées
- Nancy 1982 -



Fig F100 : Chaussée provisoire expérimentale (Ponts et
Chaussées Nancy - Delmas)

F.IX - CONCLUSIONS SUR LE RENFORCEMENT DES SOLS

Nous avons d'abord abordé (Chapitre E) les problèmes nouveaux posés par l'utilisation de géotextiles en renforcement. Nous avons analysé le comportement mécanique propre des textiles et leur comportement en interaction avec un sol. Nous avons ainsi montré qu'un "calcul à la rupture" devait nécessairement prendre en compte les déformations du système : les déformations d'un massif de sol renforcé atteignent des valeurs parfois considérables avant la rupture en traction des armatures, et la limitation des tensions mobilisées doit être généralement doublée d'une limitation des déformations.

Cette aptitude des sols renforcés par géotextiles à atteindre des déformations importantes est d'ailleurs l'une de leurs qualités majeures, justifiant leur emploi dans des conditions critiques de sol de fondation. Il reste que l'harmonisation des propriétés du géotextile et de celles du sol adjacent est un point encore peu abordé en recherche : la diversité immense des nappes synthétiques rend tous les couplages sol-textile envisageables. Mais les méthodes de calcul ne sont pas actuellement suffisamment performantes pour permettre une optimisation du renforcement, dans tous les cas.

C'est dans cette optique que nous avons abordé le problème des chaussées provisoires sur sol mou (Chapitre F) :

Nous avons montré que l'effet de renforcement ne devenait sensible que pour un orniérage important de la chaussée, et que le géotextile se justifiait d'autant mieux que le sol de fondation était de mauvaise qualité. A partir du mécanisme proposé (effet répartiteur + effet membrane), nous avons montré la nécessité d'un dimensionnement lorsqu'il s'agit de choisir entre des géotextiles de module de déformation plus ou moins élevé : le textile le plus rigide ne se montre très efficace que s'il est suffisamment ancré, ce qu'il n'est matériellement pas toujours possible de mettre en oeuvre, et s'il n'est pas rompu en traction, les tensions engendrées dans la nappe de renforcement croissant très vite avec le module.

Une seconde voie de recherche dérivant de ces travaux pourrait être l'utilisation des géotextiles à la base des remblais sur sol compressible, de nombreux points communs existant, au point de vue comportement, avec les chaussées provisoires.

BIBLIOGRAPHIE

Partie A : LES GEOTEXTILES

Références Bibliographiques

- (1) BARRET J.
Use of plastic filters in coastal structures - International Conference on Coastal Engineering - (Tokyo, Sept. 1966)
- (2) Brevet d'invention
Matériau pour la stabilisation des terrains - Brevet déposé par la Société Rhodiaceta - (Paris - 31 Décembre 1968)
- (3) BRUNCHER B.
Caractérisation et Critères de choix des tissus métalliques filtrants - Formation Continue : "Matériaux Textiles à usages séparatifs et filtrants" - ITF Lyon - (Mai 1981)
- (4) CAZIER G. - GAUDARD Y. - PUIG J. - LEFLAIVE E.
L'emploi du non-tissé Bidim dans les Travaux Publics - Annales de l'ITBTP - (Janvier 1972)
- (5) COMITE FRANCAIS DES GEOTEXTILES
Fascicules de recommandations - Librairie du Moniteur - (Paris)
- (6) FUKUZUMI R. - NISHIBAYASHI L.
Etude sur l'utilisation des feuilles en vinylon en technique des sols, en particulier pour son application à la stabilisation des sols - Bulletin Technique d'Obayashi - (Mars 1967)
- (7) GIROUD J.P. - GOURC J.P. - BALLY P. - DELMAS P.
Comportement d'un textile non-tissé dans un barrage en terre - 1er Colloque International Sols et Textiles - (Paris 1977)
- (8) GIROUD J.P.
Les géotextiles - Le Moniteur des Travaux Publics - (Décembre 1977)
- (9) ITF - LCPC - CEMAGREF - IRIGM - INA
Contribution à l'étude du vieillissement des textiles utilisés en géotechnique - Convention avec le Ministère de l'Industrie - (1979)
- (10) KOVACS J.
Les textiles non-tissés - Edition Eyrolles - (1972)
- (11) LEFLAIVE E. - PUIG J.
L'emploi des textiles dans les travaux de terrassement et de drainage - Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées - n° 69 - (Janvier-Février 1974)
- (12) LEFLAIVE E.
Domaines nouveaux d'application des géotextiles - Matériaux et Constructions - Essais et Recherches - RILEM - N° Spécial "Géotextiles" - n° 82 - (Juillet-Août 1981)
- (13) Mc GOWN A. - OZELTON M.W.
Fabric membranes in flexible pavement construction over soils of low bearing strength - Civil Engineering and Public Works Review - (Jan. 1973)
- (14) PERFETTI J.
Propriétés des Géotextiles : Description et caractérisation - Thèse d'Université - IRIGM - Université de Grenoble - (1980)
- (15) PUIG J. - VAUTRAIN J.
Remblai expérimental de Caen - Expérimentation du Bidim - Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées - n° 41 - (Nov. 1969)
- (16) SOTTON M.
Différents types de géotextiles - Matériaux et Constructions - Essais et Recherches - RILEM - n° 82 Spécial "Géotextiles" - (Juillet-Août 1981)
- (17) SOTTON M.
Le vieillissement et la durabilité des géotextiles - Congrès Index 81 - Session 7 Non-tissés pour usages techniques.

Partie B : LA PERMEABILITE DES GEOTEXTILES

Références Bibliographiques

- (1) BALLY - GOURC
La perméabilité des non-tissés aiguilletés - IRIGM - Rapport pour Rhône Poulenc Textiles (Janvier 1979)
- (2) BERGELIN - BROWN - HULL - SULLIVAN
Heat transfer and fluid friction during viscous flow across banks of tubes. Transaction ASME (August 1950)
- (3) BLAIR J.C., BELL J.R., HICKS R.G.
Permeability testing of geotextiles. Transport Research Record 827 (USA 1982)
- (4) BORELI
Contribution à l'étude des milieux poreux - Thèse - Université de Grenoble (Janvier 1954)
- (5) BOURDILLON M.
Utilisation des textiles non-tissés pour le drainage - Thèse Docteur-Ingénieur - INSA Lyon (1975)
- (6) CABECO SILVA - SCHUTZ
Caractérisation de la forme de section de fibres par perméamétrie de tampons fibreux - Bull. Scient. I.T.F., Vol. 8 n° 32 (Novembre 1979)
- (7) CARMAN P.C.
The determination of specific surface of powders (I) - Journal of the society of chemical industry (July 1938)
- (8) CARMAN P.C.
The determination of specific surface of powders(II) - Journal of the society of chemical industry (Janvier 1939)
- (9) CARMAN P.C.
Fluid flow through granular beds - Trans. Inst. chem. Engrs (1937)
- (10) CARROLL R.G.
Equivalence of air and water permeability tests in evaluating Engineering fabrics - Geotechnical Testing Journal - ASTM (June 1979)
- (11) Comité Français des Géotextiles
Recommandations générales pour la réception et la mise en oeuvre des géotextiles (1982)
- (12) DURST R., BUCHER F., SCHAEERER Ch.
Permeameter for investigating the hydraulic characteristics of geotextiles - Matériaux et Constructions - (Juillet-Août 1981)
- (13) FANCHER G. - LEWIS J.
Flow of simple fluids through porous materials - Ind. Eng. chem. - Vol. 25 - (1933)
- (14) FAIR G. - HATCH L.
Fundamental factors governing the stream-line flow of water through sand - Journal of American Water Works Association - Vol. 25 (1933)
- (15) FAURE Y. - GOURC J.P.
La perméabilité des Géotextiles - Colloque Franco-Polonais - INSA - (Lyon 1982)
- (16) GIROUD J.P.
Designing with geotextiles - Matériaux et Constructions - Essais et Recherches - RILEM - n° 82 Special "Geotextiles" - (Juillet-Août 1981)
- (17) GOURC J.P.
Pour une étude des écoulements dans les géotextiles - Formation Continue - Ecole Nationale des Ponts et Chaussées - (Décembre 1979)
- (18) GOURC J.P.
Recommandation pour l'essai de perméabilité sur géotextiles - RILEM - (Octobre 1981)
- (19) GOURC - THELLIEZ - SOTTON - LECLERCQ
Perméabilité des géotextiles et perméamètres - RILEM - n° 82 - (Juillet-Août 1981)
- (20) GOURC J.P. - FAURE Y. - ROLLIN A. - LAFLEUR J.
Structural Permeability law of geotextiles - 2nd International Congress on geotextiles - Las Vegas - (1982)
- (21) GOURC J.P. - FAURE Y. - HUSSAIN H. - SOTTON M.
Essai standard de permittivité et respect de la "loi" de Darcy - 2nd International Congress on geotextiles - Las Vegas - (1982)
- (22) GUICHARD
Les mécanismes de la filtration des gaz. Mesure des performances des médias filtrants - I.T.F. de Lyon - (Mai 1981)
- (23) HUSSAIN H.
La perméabilité des géotextiles - Thèse Docteur-Ingénieur - IRIGM - Université de Grenoble - (Novembre 1981)

- (24) IDEL'CIK
Mémento des pertes de charge - Eyrolles - (Paris - 1969)
- (25) IONESCU A. - KELLNER L.
La perméabilité dans le plan et la capacité de drainage des géotextiles non-tissés - Institut de recherches hydrotechniques - Bucarest - Roumanie - (1980)
- (26) KOERNER R.M. - SANKEY J.E.
Transmissivity of geotextiles and geotextiles/soil systems - 2nd International Conference on Geotextiles - Las Vegas - (USA - 1982)
- (27) LEES C.H.
On the flow of viscous fluids through smooth circular pipes - Proc. Roy. Soc. London, Vol. 91 - (1915)
- (28) LEFLAIVE E. - SCHAEFFNER M.
Compactibilité des sols appréciée par la mesure de leur perméabilité à l'air - Colloque International sur le compactage - ENPC - (Paris 1980)
- (29) LIST H.J.
Gewebe und vliestoffe als filter für den Verkehrs-wasserbau - Prüfung und dimensionierung - C.I.S.T. - (Paris 1977)
- (30) LORD
Air flow through plugs of textile fibres - Journal of the Textile Institute - Vol. 46, n° 3 - (Mars 1955)
- (31) MASSEY
Mechanics of fluids - D. Van Nostrand Co. London - (1968)
- (32) OGINK H.J.M.
Investigations on the hydraulic characteristics of synthetic fabrics - Delft Hydraulics Laboratory, publication n° 146 - (1975)
- (33) RAUMANN G.
In plane permeability of compressed geotextiles - 2nd International Conference on Geotextiles - Las Vegas - (USA - 1982)
- (34) RIGO J.M. - PERFETTI J.
Mesure de la perméabilité dans le plan des géotextiles non-tissés - Ingénieurs et architectes suisses - (Avril 1979)
- (35) ROLLIN A. - MASOUNAVE J. - LAFLEUR J.
Pressure drop through non-woven geotextiles : a new analytical model - 2nd International Conference on Geotextiles - Las Vegas - (USA - 1982)
- (36) ROSE H.E.
An investigation into the laws of flow of fluids through beds of granular materials - Proc. Inst. mech. Engrs. - Vol. 153 - (1945)
- (37) ROSE H.E.
On the resistance coefficient-Reynolds number relationship for fluid flow through a bed of granular material - Proc. Inst. Mech. Engrs. - Vol. 153 - (1945)
- (38) ROSE - RIZK
Further research in fluid flow through beds of granular material - Proc. Inst. mech. Engrs. - Vol. 160 - (1949)
- (39) SCHNEEBELI G.
Hydraulique souterraine - Eyrolles - (Paris 1966)
- (40) TODD
Ground water hydrology - John Wiley - New York - (1960)
- (41) WARK H.
Compressibility and permeability of soil fabric membranes - Thesis - University of Strathclyde - (June 1978)

Partie C : PARAMETRES DE FILTRATION D'UN GEOTEXTILE

+

Partie D : LE POUVOIR FILTRANT DES GEOTEXTILES

Références Bibliographiques

- (1) ATMATZIDIS D.K. - FITZPATRICK J.A. - FORNEK J.T.
Evaluation of geotextiles as liquid filter - 2nd International Conference on geotextile - Las Vegas - USA - (1982)
- (2) AURIAULT J.L. - CORDARY D. - GIROUD J.P. - GOURC J.P.
Etude théorique du rôle des drains textiles dans la consolidation des remblais - 1er Colloque International Sols - Textiles - (Paris 1977)
- (3) BARSVARY A.K. - KORGEMAG
The geotechnical use of filter fabrics in Highway Construction - Ministry of Transportation and Communications of Ontario - Report EM13, 4th Ed. (Canada - Sept 1977)
- (3b) BELL A.L. - McCULLOUGH L.M. - SNAITH M.S.
An experimental investigation of sub-base protection using geotextiles - 2nd International Conference on Geotextiles - Las Vegas - (USA 1982)
- (4) BOURDILLON M.
Utilisation des textiles non-tissés pour le drainage - Thèse Docteur-Ingénieur - INSA - (Octobre 1975)
- (5) BURGUIERE P.
Etude des propriétés filtrantes et drainantes des textiles - Rapport de stage - Ecole Centrale Paris - (Juin 1973)
- (6) CALHOUN C.C.
Development of design criteria and acceptance specifications for plastic filter cloths - Technical Report F-72-7, US Army Engineer Waterways Experiment Station - Vicksburg, Mississippi (1972)
- (7) CHEN Y.H. - SIMONS D.B. - DEMERY P.M.
Hydraulic testing of plastic filter fabrics - ASCE - Vol. 107, n° IR3 - (Sept 1981)
- (8) Corps of Engineers
Civil works construction guide specification for plastic filter fabric - Specification n° CW-02215, US Army Corps of Engineers - (Washington 1977)
- (9) Etude du vieillissement des textiles utilisés lors des travaux de terrassement ou de drainage - Rapport pour le Ministère de l'Industrie - ITF - LCPC - CEMAGREF - IRIGM - INA - (1982)
- (10) FAYOUX D.
Filtration hydrodynamique des sols par des textiles - 1er Colloque International Sols - Textiles - (Paris 1977)
- (11) FAYOUX D.
Porométrie, Perméabilité, Drainage - Jornada Hispana Francesa sobre geotextiles - Barcelona - (Octobre 1981)
- (12) FAYOUX D. - EVON E.
Influence de la fibrométrie sur les caractéristiques de filtration des géotextiles aiguilletés - 2nd International Conference on Geotextiles - Las Vegas - (USA - Août 1982)
- (13) GARCIA-BENGOCHEA I. - LOVELL C.W. - WOOD L.E.
The use of pore size distribution parameters to predict permeability - Congrès Européen de Mécanique des Sols - (Brighton 1979)
- (14) GAMSKI K. - RIGO J.M.
Geotextile Soil Drainage in Siphon - 2nd International Conference on Geotextiles - Las Vegas - (USA Août 1982)
- (15) GIROUD J.P. - GOURC J.P. - BALLY Ph. - DELMAS Ph.
Comportement d'un textile non-tissé dans un barrage en terre - 1er Colloque International Sols - Textiles - (Paris 1977)
- (16) GIROUD J.P.
Designing with geotextiles - Matériaux et Constructions - n° 82 - RILEM - (Juillet-Août 1981)
- (17) GIROUD J.P.
Filter Criteria for Geotextiles - 2nd International Conference on Geotextiles - (Las Vegas 1982)
- (18) GOURC J.P. - FAURE Y. - ROLLIN A. - LAFLEUR J.
Structural permeability law of geotextiles - 2ème Congrès International des Géotextiles - (Las Vegas 1982)
- (19) HALIBURTON - LAWMASTER - McGUFFEY
Use of engineering fabrics in transportation - Final Draft for Federal Highway Administration review - (1982)
- (19b) GUICHARD J.C.
Les Mécanismes de la filtration des gaz - IRCHA - Formation Continue ITF Lyon - (Mai 1981)
- (20) HEERTEN G.
Dimensioning the filtration properties of geotextiles considering long-term conditions - 2nd International Conference on Geotextiles - (Las Vegas - USA 1982)

- (21) HOARE D.J.
A laboratory study into pumping clay through geotextiles under dynamic loading - 2nd International Conference on Geotextiles - (Las Vegas - USA 1982)
- (22) HORSFIELDS H.T.
The strength of Asphalt Mixtures - Journal of Society Chemical Industry - n° 53 - (1934)
- (23) HUSSAIN H.
La perméabilité des géotextiles - Thèse Docteur-Ingénieur - IRIGM - Université de Grenoble - (Novembre 1981)
- (24) KELLNER L. - BALLY R. and MATEI S.
Same aspects concerning retaining capacity of geotextiles - 2nd International Conference on Geotextiles - (Las Vegas - USA 1982)
- (25) KHAY M.
Consolidation de remblai au moyen d'un non-tissé - Remblais Expérimentaux - Rapport du CER - CETE Rouen (Septembre 1978)
- (26) KOERNER R.M. - KO F.K.
Laboratory Studies on long-term drainage capability of geotextiles - 2nd International Conference on Geotextiles - (Las Vegas - USA 1982)
- (27) LEFLAIVE E. - PUIG J.
L'emploi des textiles dans les travaux de terrassement et de drainage - Bulletin de Liaison Laboratoire Ponts et Chaussées - n° 69 - (Janvier-Février 1974)
- (28) LIST H.J.
Gewebe und Vliesstoffe als filter für den Verkehrswasserbau - 1er Congrès International Sols - Textiles - (Paris 1977)
- (29) LOUBINOUX D. - FAURE Y. - GOURC J.P. - MACHIZAUD Ch.
Conservation de la fonction filtre des géotextiles sous sollicitations dynamiques et statiques - 2nd International Conference on Geotextiles - (Las Vegas - USA 1982)
- (30) LOUDIERE D. - FAYOUX D.
Filtration et drainage au moyen des géotextiles - Essais et spécifications - 2nd International Conference on Geotextiles - Las Vegas - (USA 1982)
- (31) MACHIZAUD Ch.
Pouvoir filtrant des géotextiles - Thèse 3ème cycle - IRIGM - Université de Grenoble - (1982)
- (32) MARKS B.D.
The behaviour of aggregate and fabric filters in subgrade applications - Civil Engineering Dept - University of Tennessee - (Knoxville - USA 1975)
- (33) MASOUNAVE J. - DENIS R. - ROLLIN A.
Prediction of hydraulic properties of synthetic non-woven fabrics used in geotechnical work - Canadian Geotechnical Journal - Vol. 17 - n° 4 - (1980)
- (34) MASOUNAVE J. - ROLLIN A.L. - DENIS R.
Prediction of permeability of non-woven geotextiles from morphometry analysis - Journal of Microscopy - Vol. 121 - (January 1981)
- (35) MATHERON G.
Eléments pour une théorie des milieux poreux - Masson - (Paris 1967)
- (36) OGINK H.J.M.
Investigations on the hydraulic characteristics of synthetic fabrics - Publication n° 146 - Delft Hydraulic Laboratory - (Mai 1975)
- (37) PAUTE J.L. - CHENE G.
Distribution du diamètre des pores des non-tissés et commentaires sur le phénomène du colmatage - 1er Colloque International Sols - Textiles - (Paris 1977)
- (38) ROLLIN A.L. - MASOUNAVE J. - DALLAIRE G.
Etude des propriétés hydrauliques des membranes non-tissées - 1er Colloque International Sols - Textiles - (Paris 1977)
- (39) ROLLIN A.L. - MASOUNAVE J. - DENIS R. - ESTAQUE L.
Etude des propriétés hydrauliques des membranes non-tissées utilisées en géotechnique - Rapport pour le Ministère des Transports - (Janvier 1978)
- (40) SCHAAL P.
Contribution à l'étude des géotextiles - Thèse Docteur-Ingénieur - INSA - (Lyon - Janvier 1982)
- (41) SCHAEFFNER M. - KHAY M.
Mesure du pouvoir anticontaminant d'un géotextile soumis à un trafic simulé - 2nd International Conference on Geotextiles - (Las Vegas - USA 1982)
- (42) SCHNEEBELI
Hydraulique souterraine - Eyrolles - (Paris 1966)

- (43) SCHOBBER W. - TEINDL H.
Filter-criteria for geotextiles - Congrès Européen de Mécanique des Sols et Fondations - (Brighton 1979)
- (44) SCOTT J.D.
The filtration-permeability test - First Canadian Symposium on geotextiles - (Calgary - Alberta - Sept. 1980)
- (45) SERRA J.
Introduction à la morphologie mathématique - Cahiers du centre de morphologie mathématique - fasc. III - E.N.S.M.P. - (1969)
- (46) SILVEIRA A.
An analysis of the problem of washing through in protective filters - Congrès International de Mécanique des Sols et Fondations - Vol. 2 - (Montréal 1965)
- (47) SOTTON M. - LECLERCQ B. - FEDOROFF N. - FAYOUX D. - PAUTE J.L.
Contribution à l'étude du colmatage des géotextiles - Approche morphologique - 2nd International Conference on Geotextiles - (Las Vegas - USA 1982)
- (48) STEWARD
Guidelines for use of fabrics - Low volume roads - USDA - Forest Service - (1977)
- (49) TAN H.H. - WEIMAR R.D. - CHEN Y.H. - DEMERY P.M. - SIMONS D.B.
Hydraulic function and performance of various geotextiles in drainage and related applications - 2nd International Conference on Geotextiles - (Las Vegas - USA 1982)
- (50) TERZAGHI K.
Der Grundbruch an Stauwerken und seine Verhütung - Die Wasserkraft, Vol. 17, n° 24 - (1922)
- (51) US ARMY - Corps of Engineers
Drainage and Erosion Control - Subsurface drainage facilities for air fields - XIII - 2 - Engineering Manual, Military Construction - (Washington - USA 1955)
- (52) VAN DER MEULEN T.
Testing of fabrics for use in hydraulic structures - (Index 78)
- (53) WITTMANN L.
The process of soil-filtration - its physics and the approach in engineering practice - Design parameters in geotechnical engineering - Vol. 1 - BGS - (London 1979)
- (54) WITTMANN L.
Soil filtration phenomena of geotextiles - 2nd International Conference on Geotextiles - (Las Vegas - USA 1982)
- (55) ZIEMS J.
Zur Klassifizierung der mechanischen Erdstoffverformung durch Wirkungen des Sickerwassers - WWT 17 Jg - (1967)
- (56) ZWECK H. - DAVIDENKOFF R.
Etude expérimentale des filtres de granulométrie uniforme - Congrès de Mécanique des Sols - (Londres - U.K. 1965)

PARTIE E : SOLS RENFORCES : Comportement mécanique des géotextiles

Références Bibliographiques

- (1) ALFHEIM S.L. - SORLIE A.
Testing and classification of fabrics for application in road constructions - 1er Colloque International Sols Textiles - (Paris 1977)
- (2) ANDRAWES K.Z. - Mc GOWN A.
Alteration of soil behaviour by the inclusion of materials with different properties - TRRL - (Edimburg - UK 1977)
- (3) ANDRAWES K. - Mc GOWN A. - MASHHOUR M.
Tension resistant inclusions in soils - ASCE - (Déc. 1980)
- (4) BACOT J.
Contribution à l'étude du frottement entre une inclusion souple et un matériau pulvérulent : cas de la terre armée - Thèse d'Etat - INSA Lyon - (1981)
- (5) BASSET R.H. - LAST N.C.
Reinforcing earth below footings and embankments - ASCE Spring Convention (Pittsburg - April 1978)
- (6) BAUDONNEL J. - GIROUD J.P. - GOURC J.P.
Etude expérimentale et théorique du comportement en traction des géotextiles non-tissés - 2nd Congrès International sur les Géotextiles - (Las Vegas - USA 1982)
- (7) BLANCHIER A. - GIELLY J.
Etude de la stabilité de talus en remblais renforcés par des géotextiles - 2nd International Conference on Geotextiles - (Las Vegas - USA 1981)
- (8) BLIVET J.C. - GESTIN F.
Etude de l'adhérence entre le phosphogypse et deux géotextiles - Colloque International sur le renforcement des sols - (Paris 1979)
- (9) BRAKEL J. - COPRENS M. - MAAGDENBERG A.C. - RISSEEUW P.
Stability of slopes constructed with polyester reinforcing fabric, test section at Almere - Holland, 79 - 2nd International Conference on Geotextiles - (Las Vegas - USA 1982)
- (10) BROMS B.B.
Triaxial tests with fabric-reinforced soil - 1er Colloque International sur les Géotextiles - (Paris 1977)
- (11) CHAPUIS R.P.
Stabilité Interne des murs en terre armée - Canadian Geotechnical Journal - (Août 1977)
- (12) COLLIOS A.
Loi d'interaction mécanique sol-géotextile - Thèse Docteur Ingénieur - IRIGM - Université de Grenoble - (1981)
- (13) COLLIOS A. - DELMAS Ph. - GOURC J.P. - GIROUD J.P.
Experiments on soil reinforcement with geotextiles - "The use of Geotextiles for Soil Improvements" - ASCE Convention - (PORTLAND - USA 1980)
- (14) COMITE FRANCAIS DES GEOTEXTILES
Cahiers de recommandation - [Librairie du MONITEUR]
- (15) DALLAIRE G.
Circumferential tensile stress of non-woven fabric - Laboratoire Central du Ministère des Transports - (Ste Foy - QUEBEC)
- (16) DELMAS Ph.
Sols renforcés par Géotextiles - Premières Etudes - Thèse Docteur Ingénieur - IRIGM - Université de Grenoble - (1979)
- (17) DELMAS Ph - GOURC J.P. - GIROUD J.P.
Analyse expérimentale de l'interaction mécanique sol-géotextile - Colloque International sur le Renforcement des sols - (Paris 1979)
- (18) DEVAUX P. - GUILLOUD G.
Utilisation d'un "non-tissé" dans la mise en oeuvre d'un remblai sur tourbe - Bulletin de liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées - n° 53 - (Juin-Juillet 1971)
- (19) GIROUD J.P. - PERFETTI J.
Essais de traction sur les géotextiles - Analyses et Commentaires - 1° Convegno Nazionale Tessili e Terrini Pomezia - (Roma 1978)
- (20) GRAY D.H. - ATHANASOPOULOS G. - OHASHI H.
Internal-External fabric reinforcement of sand - 2nd International Conference on geotextiles - (Las Vegas - USA 1982)
- (20) HALIBURTON T.A. - ANGLIN C.C. - LAWMASTER J.D.
bis Testing of Geotechnical fabric for use as reinforcement - ASTM - Geotechnical Testing Journal - (1979)

- (21) HEARLE J.W.S. - STEVENSON P.J.
Studies in non-woven fabrics (IV) Prediction of tensile properties - Textile Research Journal - n° 3 vol. 34 - (March 1964)
- (22) HEARLE J.W.S. - NEWTON A.
Non Woven Fabric Studies (XV) : The application of the fiber network theory - Textile Research Journal - (April 1968)
- (23) HEARLE J.W.S. - NEWTON A. - AMIRBAYAT J. - ALSAWAF F. - ELGAZAR M.A.
Resistance to area change as a mesure of fabric performance - 2nd International Conference on geotextiles - (Las Vegas - USA 1982)
- (24) HOLTZ R.D.
Laboratory studies of reinforced earth using a woven polyester fabric - 1er Colloque International Sols et Textiles - (Paris 1977)
- (25) HOLTZ R.D. - TOBIN W.R. - BURKE W.W.
Creep characteristics and stress-strain behaviour of a geotextile-reinforced sand - 2nd International Conference on Geotextiles - (Las Vegas - USA 1982)
- (26) INGOLD T.S. - TEMPLEMAN J.E.
The comparative performance of polymer net reinforcement - Colloque International sur le renforcement des sols - (Paris 1979)
- (27) INGOLD T.S.
A laboratory simulation of reinforced clay walls - Geotechnique - 31 - n° 3 - (1981)
- (28) LEAF G.A.V.
Woven fabric tensile mechanics - Mechanics of flexible fibre assemblies - Proceedings of the NATO Advanced Study Institute - Kilini - Greece - Série E : Applied Sciences - n° 38 - (1979)
- (29) LECLERCQ B. - SOTTON M.
Etude de la flexibilité des géotextiles - 2nd International Conference on geotextiles - (Las Vegas - USA 1982)
- (30) LEE K.L. - ADAMS B.D. - VAGNERON J.M.
Reinforced Earth Retaining walls - ASCE - (Octobre 1973)
- (31) LEFLAIVE E. - PAUTE J.L. - SEGOUIN M.
La mesure des caractéristiques de traction en vue des applications pratiques - 2nd Congrès International sur les Géotextiles - (Las Vegas - USA 1982)
- (32) LONG N.T. - GUERAN Y. - LEGEAY G.
Etude de la terre armée à l'appareil triaxial - Rapport de recherche n° 17 - Laboratoire des Ponts et Chaussées - (Juillet 1972)
- (33) LOUBINOUX D. - PUIG J.
Comportement des géotextiles aux sollicitations localisées - 2nd International Conference on Geotextiles - (Las Vegas - USA 1982)
- (34) Mc GOWN A. - ANDRAWES K.Z.
The influence of non-woven fabric inclusions on the stress strain behaviour of a soil mass - 1er Colloque International Sols - Textiles - (Paris 1977)
- (35) Mc GOWN A. - ANDRAWES K. - MASHHOUR M. - MYLES B.
Strain Behaviour of Soil-Fabric Model Embankments - 10ème Congrès International de Mécanique des Sols et Fondations - Stockholm 1981)
- (36) Mc GOWN A. - ANDRAWES K.Z. - WILSON - FAHLMY R.F. - BRADY K.C.
Strength testing of geotechnical fabrics - TRRL Report 703 - (1981)
- (37) Mc GOWN A. - ANDRAWES K.Z. - KABIR M.H.
Load-Extension Testing of Geotextiles Confined in Soil - 2nd International Conference on Geotextiles - (Las Vegas - USA 1982)
- (38) Mc KEAND E. - SISSONS C.R.
Textile reinforcements : characteristic properties and their measurement - TRRL - (Edimburg 1977)
- (39) MICHAUD F.
Loi d'interaction sol-géotextile : calcul d'ancrage - Mémoire DEA - IRIGM - Université de Grenoble - (1982)
- (40) MURRAY R.T.
Research at the Transport and Road Research Laboratory to develop design criteria for reinforced earth - TRRL - (Edimburg 1977)
- (41) MYLES B.
Assessment of soil fabric friction by means of shear - 2nd International Conference on Geotextile - (Las Vegas - USA 1982)

- (42) PAUTE J.L. - SEGOUIN M.
Détermination des caractéristiques de résistance et de déformabilité des textiles par dilatation d'un manchon cylindrique - 1er Colloque International Sols-Textiles - (Paris 1977)
- (43) PUIG J. - LECLERCQ B. - SOTTON M. - FAYOUX D. - NORET H.
La mesure de la résistance à la déchirure des géotextiles - 2nd International Conference on Geotextiles - (Las Vegas - USA 1982)
- (44) RAUMANN G.
A Hydraulic Tensile Test with zero transverse strain for geotechnical fabrics - Geotechnical Testing Journal GTJODJ n° 2 - (1979)
- (45) REY C.
Renforcement des remblais par géotextiles - Mémoire de fin d'étude ENTPE - IRIGM, Université de Grenoble - (1981)
- (46) RIGO J.M. - PERFETTI J.
Nouvelle approche de la mesure de la résistance à la traction des géotextiles non-tissés. Bulletin de Liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées n° 107 - (Mai/Juin 1980)
- (47) RIGO J.M. - PERFETTI J.
Etude en fatigue des géotextiles - 2nd Congrès International des Géotextiles - (Las Vegas - USA 1982)
- (48) SALOMONE W.G. - BOUVRUP E.
Fabric reinforcement designed against pullout. "The use of Geotextiles for Soil Improvements" - ASCE Convention - (Portland - USA 1980)
- (49) SANTINI Ch. - LONG N.T.
La terre armée étudiée par modèles photo - élastiques - Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées - n° 97 (Sept.-Oct. 1978)
- (50) SCHLOSSER F. - LONG N.T.
Comportement de la terre armée dans les ouvrages de soutènement - Congrès Européen de Mécanique des Sols et Fondations - (Madrid 1972)
- (51) SCHLOSSER F. - ELIAS V.
Friction in reinforced earth - ASCE Symposium - Earth Reinforcement - (Pittsburg - USA 1978)
- (52) SCHLOSSER F. - GUILLOUX A.
Le frottement sol-armature dans les ouvrages en terre armée - Colloque International sur le renforcement des sols - (Paris 1979)
- (53) SCHWAB E.F. - PREGL O. - BROMS B.B.
Deformation behaviour of reinforced sand at model tests measured by X-Ray technique - 1er Colloque International Sols et Textiles - (Paris 1977)
- (54) SHEN C.K. - MITCHELL J.F. - De NATALE J.S. - ROMSTAD K.M.
Laboratory testing and model studies of friction in reinforced earth - Colloque International sur le renforcement des sols - (Paris 1979)
- (55) SHRESTHA S.C. - BELL J.R.
A wide strip tensile test of geotextiles - 2nd International Conference on Geotextiles - (Las Vegas - USA 1982)
- (56) SISSONS C.R.
Strength testing of fabrics for use in civil engineering - 1er Colloque International Sols-Textiles - (Paris 1977)
- (57) SNAITH M.S. - BELL A.L. - DUBOIS D.D.
Embankment construction from marginal material - Colloque International sur le Renforcement des Sols - (Paris 1979)
- (58) THIBAUT D.
Contribution à l'étude du phénomène de fatigue sur géotextile - Mémoire de fin d'Etude - Université de Liège - (1980)
- (59) VIERGEVER M.A. - de FEIJTER J.W. / MOUW K.A.G.
Biaxial tensile strength and resistance to cone penetration of membranes - 1er Colloque International Sols et Textiles - (Paris 1977)
- (60) VOLMAN W. - KREKT L. - RISSEUW P.
Armature de traction en textile, un nouveau procédé pour améliorer la stabilité des grands remblais sur sols mous - 1er Colloque International Sols et Textiles - (Paris 1977)
- (61) Working groupe G2
Synthetic woven and non woven fabrics used as mats in road construction : Stability of slopes constructed with polyester reinforcing fabric - (Arnhem - The Netherlands 1981)

PARTIE F : SOL BICOUCHE RENFORCE PAR GEOTEXTILE

Références Bibliographiques

- (1) BARENBERG E.J.
Evaluation of soil-aggregate systems with MIRAFI fabrics, Université de l'Illinois - (1975)
- (2) BOGOSSIAN F. et al
Digues continues de rétention au moyen de géotextiles - 2nd Congrès Int des géotextiles - (Las Vegas 1982)
- (3) BOURDEAU P.L. - HARR M.E. - HOLTZ R.D.
Soil-fabric interaction - An analytical model - 2nd International Conference on Geotextiles - (Las Vegas - USA 1982)
- (4) COMITE FRANCAIS DES GEOTEXTILES
Recommandations pour l'emploi des géotextiles dans les voies de circulation provisoires - Librairie du Mo-
niteur - (1981)
- (5) DELMAS Ph.
Sols renforcés par géotextiles - Thèse Docteur Ingénieur - IRIGM - Université de Grenoble - (1979)
- (6) GIROUD J.P.
Dimensionnement des géotextiles associés à des géomembranes - 2nd Congrès Int des géotextiles - (Las Vegas
1982)
- (7) GOURC J.P. - MATICHARD Y. - PERRIER H. - DELMAS Ph.
Capacité portante d'un bicouche sable sur sol mou renforcé par géotextile - 2nd Congrès Int des géotextiles -
(Las Vegas 1982)
- (8) GOURC J.P. - PERRIER H. - RIONDY G. - RIGO J.M. - PERFETTI J.
Chargement cyclique d'un bicouche renforcé par géotextile - 2nd Congrès Int des géotextiles - (Las Vegas
1982)
- (9) GOURC J.P. - PERRIER H. - RIONDY G.
Unsurfaced road on soft subgrade : mechanism of geotextile reinforcement - 8e Congrès européen de mécanique
des sols et fondations - (Helsinki 1983)
- (10) HALIBURTON A.
Use of engineering fabrics in transportation related application - Draft for Federal Highway Administration
review - (Oct. 1981)
- (11) HAMMIT G.M.
Thickness requirements for unsurfaced road and airfields - Technical report - (Juil 1970)
- (12) JARRETT P.M.
Large scale model tests on gravel-fabric peat systems - First Canadian Symposium on geotextile - (Alberta 1980)
- (13) KINNEY T.C. - BARENBERG E.J.
Soil movement in geotextile reinforced roads - "The Use of Geotextiles for Soil Improvements" - ASCE Conven-
tion - (Portland - USA 1980)
- (14) LEBEGUE Y.
Contrainte à l'interface d'un milieu constitué par du sable surmontant de l'argile molle - Bull de liaison
des P et Ch Comportement des sols avant rupture - (Mai 1971)
- (15) LEFLAIVE E. - PUIG J.
L'emploi des textiles dans les travaux de terrassement et de drainage - Bull de liaison des P et Ch - n° 69 -
(Jan 1974)
- (16) LEFLAIVE E.
Le rôle mécanique des textiles dans les sols - 1er Colloque International sur l'emploi des textiles en géo-
technique - (Paris 1977)
- (17) LEFLAIVE E.
Le renforcement des matériaux granulaires avec des fibres continues - 2nd Congrès Int des géotextiles - (Las
Vegas 1982)
- (18) LEFORT et GOACOLOU
Etude du comportement sur une cavité circulaire de 5.00 m de diamètre de structure de chaussées classiques
renforcées par additif synthétique - Rapport de synthèse du Lab Régional de l'ouest parisien - (Mai 1976)
- (19) MATICHARD Y.
Sol bicouche renforcé par géotextile - Application aux chaussées provisoires - Thèse Docteur-Ingénieur -
IRIGM - Université de Grenoble - (1981)
- (20) MATICHARD Y. - PERRIER H. - GOURC J.P.
Reinforcement of unpaved roads by geotextiles - International Symposium : Plastics in Material and Structural
Engineering - (Prague 1981)

- (21) MEYERHOF
Ultimate bearing capacity of footings on sand larger overlying clay - Revue Canadienne de Géotechnique - (Mai 1974)
- (22) MONSANTO TEXTILES COMPAGNY
Report on sequence G additional full scale testing - Law Engineering Testing Compagny - (Avril 1970)
- (23) MOREL G. - PUIG J. - KHAY M.
Utilisation de tissé et de non-tissé sur des sols peu porteurs - (Rapports du Centre d'Etude Routière de Rouen 1975 à 1978)
- (24) MOREL G. - QUIBEL A. - PUIATTI D. et PUIG J.
Utilisation de textiles à la partie inférieure d'une couche de forme sur sol support de faible portance - Coll Int sur l'emploi des géotextiles en géotechnique - (Paris 1977)
- (25) NIEWENHIUS J.D.
Membranes and the bearing capacity of roadbases - 1st International Conference on the use of fabrics in geotechnics - (Paris 1977)
- (26) OBIN J.P.
Force portante en déformation plane d'un sol verticalement non homogène - Thèse de Docteur de Spécialité - Université de Grenoble - (1972)
- (27) PERRIER H.
Sol bicouche renforcé par géotextile - Thèse Docteur-Ingénieur - IRIGM - Université de Grenoble - (1982)
- (28) PERRIN Th.
Barrage en sol renforcé par géotextile - Rapport interne CEMAGREF-IRIGM - (Grenoble 1982)
- (29) RIGO R.M. - PERFETTI J.
Etude en fatigue des géotextiles - 2nd Congrès Int des géotextiles - (Las Vegas 1982)
- (30) ROBNETT L.
Design and Use of geotextile in road construction - Proceeding of the third Conference Road Engineering Association of Asia and Australia - (Taipei 1981)
- (31) SALENCON - MANDEL
Force portante d'un sol sur une assise rigide - Revue Canadienne de Géotechnique - n° 22 - (1972)
- (32) SCHAAL P.
Contribution à l'étude des géotextiles - Thèse Docteur-Ingénieur INSA Lyon - (1980)
- (33) SIMON A. - PAYANY M. - PUIG J.
Emploi de nappe géotextile à structure alvéolaire pour la lutte contre l'érosion - 2nd Congrès Int des géotextiles - (Las Vegas 1982)
- (34) TCHENG
Pouvoir portant d'un solide composé de deux couches plastiques différentes - Thèse Docteur Es Sciences Physiques - (Paris 1956)
- (35) TERRASOL
Renforcement de remblais routiers au dessus de cavités karstiques - Rapport de la société TERRASOL - (Mars 1982)
- (36) VALSANKAR - MEYERHOF
Experimental Study of Punching Coefficients and Shape Factor for two layered soil - Revue Canadienne de Géotechnique - (1979)
- (37) WATERWAYS EXPERIMENT STATION
Investigation of construction techniques for tactical bridges approach road across soft ground - (Rapport de fév 1977 à nov 1979)

NOMENCLATURE

NOMENCLATURE GENERALE :

* Nature des fibres synthétiques :

PE Polyéthylène
 PA Polyamide
 PP Polypropylène
 PS Polyester

* Géotextiles

nt non-tissé
 t tissé
 g grille

* Dénominations commerciales

BD Bidim - Rhône Poulenc Fibre
 GSM Geosom - Sommer
 LT Lutrivil
 PF Polyfelt
 PR Penroad
 SD Sodoca
 SM Sommer
 TM Terram - ICI
 TP Typar - Dupont
 TXL Texel
 tBS tissé Boussac - St Frères
 tFY tissé Fyltis
 tPT tissé Polytrame
 tRP tissé Rhône Poulenc
 tSK tissé Stabilenka
 tX tissé Trois X - Sarti
 g grille Nortene

* Paramètres généraux

n porosité
 D diamètre d'un solide
 d diamètre d'un vide
 μ masse surfacique
 ρ masse volumique

CHAPITRES B et C :

NOMENCLATURE SUR LE COMPORTEMENT HYDRAULIQUE DES GEOTEXTILES

A_s surface spécifique
 b, b_g épaisseur géotextile
 b_f épaisseur de la zone filtrante
 b_s épaisseur du sol
 b_s^* épaisseur équivalente de sol (d'un point de vue perte de charge hydraulique)
 b_T épaisseur (sol + géotextile)
 b_1 épaisseur unitaire de géotextile
 d diamètre de pore : diamètre du pore laissant passer une bille de diamètre $D \leq d$
 d^*, \bar{d}, d^{\max} diamètres obtenus par mesure à l'analyseur d'images
 d_M diamètre calculé par morphométrie
 d_p diamètre équivalent du pore (perméabilité)
 d_H diamètre hydraulique
 d_K diamètre déduit de l'application de la loi de Kozeny
 d_t distance entre fibres parallèles d'un tissé
 d^y y % de pores de diamètre $d < d^y$
 D diamètre de fibre
 D_e diamètre équivalent pour un géotextile multititre

D_{50}	diamètre nominal d'une particule granulaire
D_{10}	x % de particules de diamètre inférieur à D_{10}^x
D_{10}	diamètre caractérisant le sol à filtrer
D_{10}	diamètre caractérisant le sol filtre
f	coefficient de forme des particules de sol
H	charge hydraulique
i	gradient hydraulique
k	perméabilité intrinsèque
K	perméabilité de Darcy, au fluide
K_t	perméabilité au fluide, turbulente
$K_{N,P}$	perméabilité normale (N) au plan de la nappe ou suivant ce plan (P)
K_{go}	perméabilité du géotextile vierge
L_e	longueur moyenne des lignes de courant
L	longueur droite d'écoulement
N	nombre de nappes d'un empilement
O_{max}	ouverture d'un géotextile maximale : diamètre de la bille la plus petite ayant une probabilité nulle de passage de part en part
$p(r)$	probabilité du cercle de premier contact de rayon $r \leq R < r + dr$
Q	débit
r	coefficient de correction de section
R	nombre de Reynolds
R_{crit}	nombre de Reynolds critique
R_{te}	nombre de Reynolds correspondant à la borne inférieure du régime turbulent
s	Succion
S	section normale à la direction moyenne de l'écoulement ou section du perméamètre (diamètre ϕ)
t	coefficient de tortuosité
U	coefficient d'uniformité du sol
V	débit unitaire (Q/S)
w	teneur en eau
λ	coefficient de perte de charge
η	nombre de fibres par unité de section
η	viscosité dynamique
μ	masse surfacique
μ_F	masse de passant au travers d'une surface unité de nappe textile
μ_S	masse de sol placée en amont d'une surface unité de géotextile
μ_{si}	masse de sol piégé par unité de surface de nappe textile
ρ	masse volumique de la fibre
ρ_f	masse volumique du fluide
ρ_S	masse volumique des particules granulaires
v	viscosité cinématique
ϕ	diamètre du perméamètre
ψ	(= K/b) permittivité

* perméamètres : N212, N50, N35 CV, N40 A, P200

N212 (perméabilité normale - $\phi = 212$ mm)

P200 (perméabilité dans le plan, largeur 200 mm)

* filtramètres : F150, F100

F150 (mesure du passant, diamètre 150 mm)

* Indices se rapportant à la filtration

f zone filtrante

F passant

g géotextile

go géotextile vierge

s sol à filtrer

si sol piégé dans le géotextile

I sol à filtrer

II sol filtre

CHAPITRES E et F :
 NOMENCLATURE SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE DES GEOTEXTILES

b	épaisseur
b_g	épaisseur du géotextile
b_s	épaisseur de sol
B	largeur de poinçon
B^*	largeur fictive (effet repartiteur du géotextile) pour un bicouche
C	coefficient de courbure des filaments
C_u	cohésion non drainée
C_g	adhérence sol-géotextile
E	écartement de deux poinçons
e	deflexion en membrane du géotextile
f	frottement relatif = $\text{tg}\theta_g/\text{tg}\theta$
H	épaisseur de couche de sol
K	module de traction (déformation plane : charge)
K'	module de traction (déformation plane : décharge)
K_F	module de flexion
L_a	longueur d'ancrage
L, L_R	similitude : L longueur du modèle - L_R longueur réelle
p_g	pression portante moyenne (bicouche renforcé par géotextile) en essai quasi-statique
p_o	pression portante moyenne (bicouche non renforcé) en essai quasi-statique
p_m	pression cyclique maximale en essai cyclique (bicouche)
p_{m1}	pression limite de fatigue (essai cyclique)
$\Delta P_{M,R}$	gain de pression portante (effet membrane : M - effet repartiteur R)
q	contrainte à l'interface du bicouche
r	ornierage
T	effort de traction par unité de largeur de nappe
T_r	effort de traction par unité de largeur de nappe, à la rupture
T_A	effort d'ancrage
u	déplacement d'un point du géotextile
u_A	déplacement de la tête A d'ancrage
u_p	déplacement correspondant au palier de la contrainte de glissement
γ_d	poils volumique sec
γ	poils volumique
δ	inclinaison d'une contrainte par rapport à la normale à la facette
ϵ	déformation
ϵ^f	élongation d'une fibre en traction
ϵ_r	déformation à la rupture (essai de traction sur nappe en déformation plane)
$\dot{\epsilon}$	vitesse de déformation
ξ_d	angle de diffusion (effet repartiteur)
η_c	viscosité
μ, μ_g	masse surfacique géotextile
ρ	rayon de la membrane
ρ	masse volumique fibre
σ_N	contrainte normale à la facette
σ_c	contrainte critique (essai de frottement sur argile)
τ	contrainte tangentielle à la facette
τ_p	contrainte tangentielle au palier (essai de frottement)
ν_g	coefficient de Poisson du géotextile
λ	écartement relatif de deux poinçons
λ	titre du géotextile
θ	angle de frottement d'un sol
θ_g	angle de frottement de contact sol-géotextile
θ_g^a	angle de frottement de contact (valeur théorique obtenue par la méthode inverse, à partir d'un essai d'ancrage)

RESUME

L'emploi de textiles comme additif à des ouvrages en terre est devenu un des procédés majeurs d'amélioration des sols.

Ce mémoire aborde ainsi le thème général de l'interaction d'un milieu fibreux et d'un milieu granulaire sous ses différents aspects géomécaniques. Une première partie est consacrée à la fonction hydraulique d'un géotextile et la seconde partie à la fonction de renforcement.

I - Fonction hydraulique d'un géotextile :

Une loi de perméabilité est proposée pour les milieux fibreux, prenant en compte les paramètres de structure, fibrométrie, porosité, liaisons inter-fibres et anisotropie. A partir des résultats obtenus sur deux fluides, on définit un nombre de Reynolds critique, en-dessous duquel on peut garantir la précision de la mesure.

L'application de l'analyse morphométrique permet une formulation de la porométrie d'un textile non-tissé en fonction de la densité des fibres. A partir de là l'auteur propose une détermination théorique de l'ouverture maximale du géotextile (paramètre standard des critères de filtres) basée sur la probabilité de passage d'une particule au travers d'une épaisseur textile de porométrie définie et en déduit une interprétation des divers modes opératoires relatifs à cette mesure.

En ce qui concerne le comportement en filtration, l'auteur fait apparaître les contradictions existant entre les différents critères actuellement proposés et une étude expérimentale est présentée, portant principalement sur ces cas de divergence : le mécanisme de rétention des particules par le filtre dépend essentiellement de l'uniformité du sol, de la contrainte de confinement et du gradient hydraulique.

II - Fonction de renforcement d'un géotextile :

Les géotextiles constituent des armatures à faible rigidité en traction et à faible raideur en flexion. Le calcul à la rupture d'un sol renforcé devra donc prendre en compte les grandes déformations du complexe sol-textile.

Une fois défini le comportement en traction et en ancrage d'une nappe textile, l'auteur présente le traitement complet d'un problème type : il s'agit du poinçonnement d'un bicouche sol pulvérulent sur sol mou, renforcé à l'interface, représentant le problème d'une chaussée sur sol compressible. L'étude comprend une partie expérimentale synthétisant les résultats d'essais de chargement quasi-statique ou cyclique effectués en grande cuve, et une partie théorique où il est proposé une estimation du gain de portance dû au géotextile à partir de la théorie des membranes et de la définition des lois d'interaction sol-textile. Le mécanisme proposé considère un double effet du renforcement, un effet membrane et un effet répartiteur.

MOTS-CLES

Analyseur d'images ; Amélioration des sols ; Ancrage ; Armature ; Bicouche ; Capacité portante ; Charge Cyclique ; Chaussée ; Colmatage ; Filtre ; Géotechnique ; Géotextile ; Mécanique des Sols ; Membrane ; Perméabilité ; Porométrie ; Renforcement ; Textile ; Traction.