

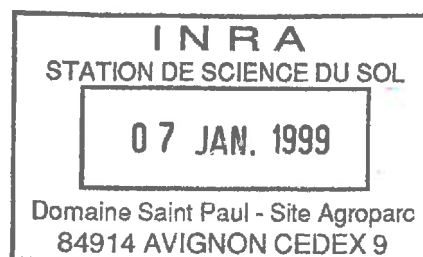
SS AVS - TH - 6233

E.N.S.A. de RENNES

N° d'ordre :

Série :

N° de série :



## THESE

présentée devant :

L'ECOLE NATIONALE SUPERIEURE AGRONOMIQUE DE RENNES

pour obtenir le titre de

DOCTEUR DE L'ENSAR

Mention : Sciences de l'Environnement

Option : Pédologie

par

**Laure VIDAL - BEAUDET**

---

# Organisation et fonctionnement hydrodynamique de mélanges limon argileux - tourbe blonde

## Essais mécaniques sous chargements répétés

---

Préparée au laboratoire de Science des sols et des substrats de l'Institut National d'Horticulture d'Angers

Soutenue le : 9 octobre 1998 devant le Jury :

MM. G. BOURRIE	Professeur Univ. Rennes 1	Président
L.M. BRESSON	Professeur INAPG	Rapporteur
S. CHARPENTIER	Maître de Conférence INH Angers	Directeur de thèse
C. CHEVERRY	Professeur ENSAR	
Y. GUEGUEN	Professeur ENS Ulm	
J. GUERIF	Directeur de Recherche INRA Laon	Rapporteur

## AVANT- PROPOS

Ce travail a été réalisé au Laboratoire de Science des Sols et des Substrats de l'Institut National d'Horticulture d'Angers. Le Ministère de l'Agriculture et de la Pêche a financé le matériel de recherche (machine universelle d'essai) en nous accordant un programme "Appel d'offre formation par la recherche".

Je tiens ici à remercier tous ceux qui m'ont aidé à réaliser ce travail:

- Sylvain Charpentier pour son encadrement scientifique, ses encouragements et le suivi de chaque étape.
- Guilhem Bourrié qui a accepté d'être le directeur de thèse.
- Eric Beaudet pour la fourniture de matières premières et les week-ends passés à réaliser les mélanges. Je le remercie aussi pour sa patience et son soutien.
- Dominique Borrossi et Julien Burte, les programmeurs des logiciels qui m'ont permis un dépouillement accéléré des résultats.
- Vincent Hallaire de l'INRA de Rennes pour ses observations sur l'analyse d'image.
- Yannick Bénard de la station de science du sol de l'INRA de Rennes qui m'a guidé pour mettre en place les échanges eau-acétone et Claude Hardouineau de la faculté des sciences d'Angers pour le découpage des centaines de blocs de résine.
- Karine Guimont et Claudie Aillerie pour leur efficacité dans la préparation des échantillons à compresser et à enrésiner.
- Eric, Monique et Fanou qui ont bien voulu relire le manuscrit.
- et enfin toutes les personnes du laboratoire, Fabienne, Jacqueline, Jean-Charles, Jean-Pierre, Patrick, Yvette pour leur amitié et leur soutien.

# SOMMAIRE

## INTRODUCTION

## PREMIERE PARTIE

### COMPRESSION DES SOLS : DONNEES BIBLIOGRAPHIQUES ET PROTOCOLES EXPERIMENTAUX

CHAPITRE 1 - Compression des sols: aspects théoriques

CHAPITRE 2 - Nature des sols et sensibilité à la compression

CHAPITRE 3 - Protocoles expérimentaux

## DEUXIEME PARTIE

### COMPRESSION DES MELANGES LIMON-TOURBE : RESULTATS

#### INFLUENCE DE LA TENEUR EN EAU VOLUMIQUE INITIALE ET DE L'INTENSITE DE LA PRESSION DE CHARGEMENT

CHAPITRE 4- Caractérisation des déformations sous contraintes de mélanges limon-tourbe

CHAPITRE 5 - Propriétés hydrodynamiques des mélanges limon-tourbe

CHAPITRE 6 - Porosité des mélanges limon-tourbe

CHAPITRE 7 - Description morphologique de l'espace poral par analyse d'image

## TROISIEME PARTIE

### ORGANISATION ET FONCTIONNEMENT HYDRODYNAMIQUE DES MELANGES LIMON-TOURBE

CHAPITRE 8- Modèle de mélanges: interaction limon-tourbe

CHAPITRE 9- Fonctionnement hydrostatique : modélisation et caractérisation par analyse d'image

CHAPITRE 10- Fonctionnement hydrodynamique en conditions saturées : modélisation et caractérisation par analyse d'image

## CONCLUSION GENERALE

# **INTRODUCTION**

## INTRODUCTION

Les espaces verts urbains et périurbains font l'objet d'une "demande sociale" très forte de la part des responsables de villes et des citoyens utilisateurs. « Le végétal est un médiateur social c'est-à-dire ce par quoi l'identité et la qualité de la ville adviennent, ce par quoi l'agglomération devient cité appropriée ou appropriable par ses habitants » (Donadieu, 1996). Les acteurs urbains ont une tendance très forte à faire du végétal le seul élément de la nature urbaine. Celle-ci se retrouve délibérément amputée de la majorité de ses attributs : le sol, l'air, l'eau et les animaux (Luginbuhl, 1996) car la société urbaine a décidé de la contrôler et de la contraindre. Il faut faire prendre conscience à tous les acteurs de la ville que le végétal a aussi besoin de lumière, de sol, d'eau et d'insectes pour se perpétuer.

A l'heure actuelle, l'aménagement d'espaces verts et les plantations urbaines sont des enjeux sociaux, politiques et économiques. Un aménagement urbain ou périurbain est un investissement à long terme et sa réussite dépend des " conditions de vie " offertes aux végétaux durant les premières années. En milieu urbain, les conditions édaphiques sont peu favorables au développement du végétal :

- le volume de sol utilisable par les racines est réduit par la compacité des matériaux et la présence des réseaux souterrains,
- la pollution aérienne et souterraine est intense et permanente,
- les agressions mécaniques dues aux piétons, aux voitures et aux véhicules d'entretien sont nombreuses.

Le sol urbain et en corrolaire ses propriétés intrinsèques sont très souvent le facteur principal des stress abiotiques subis par le végétal (Lemaire et Rossignol, 1997). Les sols urbains ont été créés par l'activité de l'homme qui modifie l'action des agents naturels de la formation des sols. Bockheim (1974, *in* Craul, 1992) donne la définition suivante : « le sol urbain n'a pas de vocation agricole, il est constitué par l'homme d'une couche d'au moins 50 centimètres d'épaisseur qui a été fabriquée par mélange, remplissage ou contamination des surfaces des zones urbaines et périurbaines ». Les systèmes de classification des sols ont intégré ces sols non-agricoles dont les propriétés ont été modifiées par l'homme. Les classifications FAO/UNESCO, allemande (Hollis, 1991) et Référentiel Pédologique Français (Baize et Girard, 1995) ont créé une classe particulière pour ces sols. Ils ont été baptisés

"*Anthropogenic*" dans la classification allemande, "*Anthrosols*" dans la classification FAO et "*Anthrosols*" dans le Référentiel Pédologique Français (Baize et Rossignol, 1995).

Des sous classes sont proposées, basées sur l'épaisseur des sols et les modalités d'intervention de l'homme. Short *et al* (1986a) ont étudié les propriétés et la variabilité spatiale des sols du Mall de Washington DC afin de réaliser une cartographie des sols basée sur la *Soil Taxonomy*. Ils ont constaté que les critères de cette classification ne sont pas adaptés pour décrire la formation et les propriétés de ces sols et ils proposent de nouveaux critères de classification (Short *et al*, 1986b).

Des travaux récents ont mis en évidence les différences significatives entre les sols urbains et les sols en situations naturelles (Craul, 1992; Beyer *et al*, 1995). L'utilisation intensive d'un site par l'homme est responsable de la compaction du sol qui devient rapidement dommageable pour les végétaux car les opérations culturales sont nulles (Craul, 1994). Des contraintes agronomiques apparaissent :

- augmentation de la masse volumique apparente et diminution de l'espace poral,
- diminution de la circulation de l'air et de l'eau,
- diminution du volume exploitable par les racines,
- augmentation de la résistance mécanique à la pénétration des racines.

Dans les travaux d'aménagement, la reconstitution de sols est réalisée par des engins de génie civil avec un minimum de main d'oeuvre et les sols peuvent subir des phases importantes de chargements durant le stockage, le transport et la mise en place (Rimmer, 1991). Pour assurer aux végétaux qui seront plantés de bonnes conditions de reprise, l'agronome doit rechercher un compromis entre (i) le contrôle des propriétés physiques et agronomiques des sols et (ii) les contraintes techniques et économiques du chantier de reconstitution. Certaines grandes villes comme Lyon (Rossignol, 1996) ont pris conscience de la nécessité de reconstituer des sols de qualité afin de garantir la longévité des plantations. Autour d'une mégapole comme Paris, les volumes de sols déplacés ou reconstitués sont considérables. Les entreprises de paysage estiment à un million de mètres cubes par an le volume de sol actuellement traité en Région Parisienne. Mais, une ressource limitée et des enjeux financiers importants rendent incontournable le succès agronomique des opérations.

L'étude des phénomènes de compression des sols est une discipline importante en génie civil. Avant la construction d'un ouvrage, une compression optimale des matériaux en place est recherchée pour obtenir une stabilité et une durée de vie maximales de la construction. L'agronome s'intéresse au tassement des sols avec un objectif opposé, celui du maintien d'une porosité viable pour les végétaux. De nombreux auteurs ont déjà étudié la

compression des sols agricoles qui sont régulièrement perturbés et inversés par les opérations culturales. En sol urbain, il faut pallier au compactage des sols et maintenir ou améliorer les propriétés physiques des sols reconstitués ou fortement remaniés. Ainsi les sols reconstitués font souvent intervenir des apports importants de matières organiques mais le choix de la nature des matériaux ou des quantités ajoutées restent empiriques. De nombreuses recherches sont encore nécessaires afin de résoudre les problèmes spécifiques des sols urbains (Bullock et Gregory, 1991).

L'étude réalisée a pour objectif d'évaluer le comportement mécanique d'un horizon de surface du Bassin Parisien après des remaniements importants, seul ou en mélange avec de la tourbe blonde fibreuse. La première partie du travail présente les aspects théoriques de la compression des sols et les déformations liées à la nature des sols et à leur sensibilité à la compression. Les protocoles expérimentaux choisis sont exposés à la fin de ce travail bibliographique et les résultats obtenus sont présentés dans la deuxième partie.

Les échantillons ont été soumis à des cycles de chargements répétés qui tentaient de reproduire les sollicitations successives et de courte durée subies par un sol urbain ou périurbain. Les résultats de cette simulation des déformations du sol durant sa mise en place et en conditions de culture sont comparés à un test de compressibilité oedométrique classique. Les effets liés à la pression de chargement, à l'ajout de tourbe et à l'humidité initiale du matériau sont évalués à partir du suivi de :

- la porosité (indice de vide),
- la résistance à la compression,
- la conductivité hydraulique en saturée,
- la morphologie de l'espace poral (analyse d'image).

La dernière partie tente d'expliquer le fonctionnement des mélanges limon-tourbe sollicités mécaniquement à partir de leur organisation. Un modèle de mélange est utilisé pour proposer des hypothèses d'interactions entre les composants du mélange en fonction de leur état d'humidité et du niveau de compression. L'approche semi-empirique de van Genuchten (1980) a été reprise à une échelle bimodale pour interpréter les propriétés hydrostatiques des mélanges. Le concept de percolation associé à une approche statistique de la porosité (répartition et morphologie) est ensuite utilisé pour modéliser le fonctionnement hydrodynamique des mélanges.

# **PREMIERE PARTIE**

## **LA COMPRESSION DES SOLS : DONNEES BIBLIOGRAPHIQUES ET PROTOCOLES EXPERIMENTAUX**



## CHAPITRE 1

### COMPRESSION DES SOLS : ASPECTS THEORIQUES

Le sol est un milieu poreux, hétérogène, anisotrope et discontinu. Afin de pouvoir l'étudier, on décrit le sol par un système de trois phases : solide, liquide et gazeuse. Le sol est déformable sous l'action de sollicitations extérieures. La détermination des lois de comportement mécanique associées à ces déformations est complexe. Elle fait appel à des notions de rhéologie et de résistance des matériaux.

La mécanique des milieux continus déformables peut être appliquée au sol et permet d'appréhender les principaux comportements de celui-ci. Pour cela, on doit considérer un élément de sol suffisamment petit afin qu'il soit homogène et isotrope mais suffisamment grand pour une bonne approche des phénomènes. Ainsi, les déformations observées seront considérées comme continues.

Le sol soumis à des sollicitations extérieures faibles et brèves (quelques secondes) aura un comportement de type élastique. Des sollicitations de fortes intensités et de longues durées (plusieurs jours à plusieurs années) donneront au sol un comportement de type plastique. La fréquence des excitations joue un rôle important dans la déformation des sols.

#### 1.1 QUELQUES ASPECTS THEORIQUES SUR LES MILIEUX CONTINUS DEFORMABLES

##### 1.1.1 Notions de contrainte et de déformation

###### 1.1.1.1 Notion de contrainte - Tenseur de contrainte

Dans un massif de sol, coupé en son milieu, on considère un point M et une surface élémentaire  $dS$  entourant ce point M (figure 1.1). Ce solide en équilibre est soumis à des forces internes (son propre poids) et à des forces externes (poids d'un autre corps).

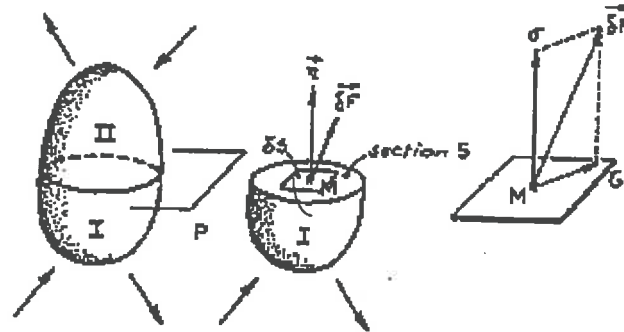


Figure 1.1 : Définition des contraintes d'après Schlosser, 1988.

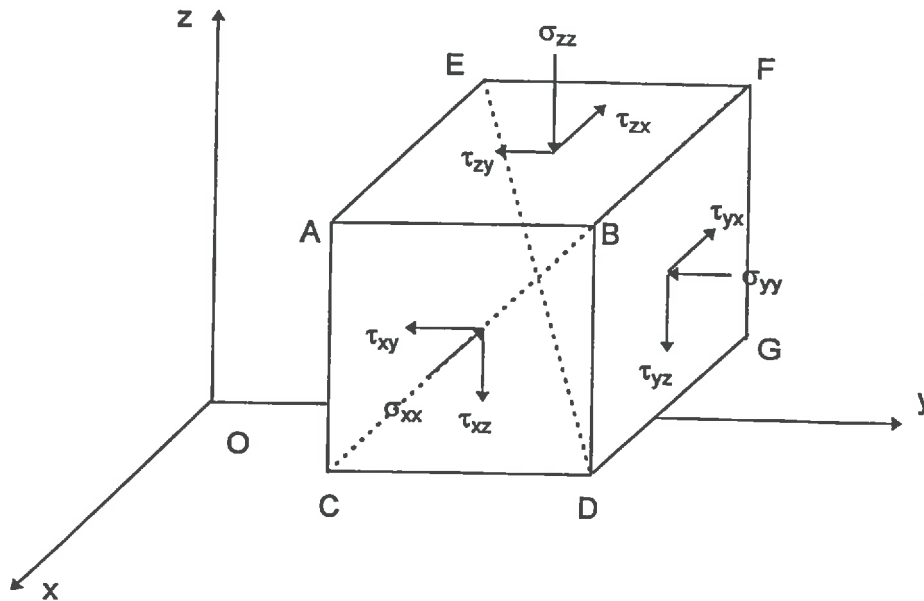


Figure 1.2 : Etat des contraintes autour du point M d'après Schlosser, 1988.

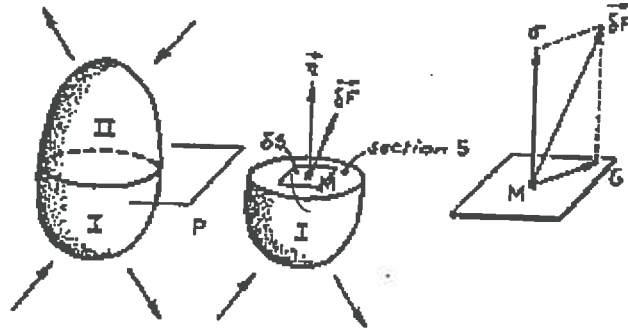


Figure 1.1 : Définition des contraintes d'après Schlosser, 1988.

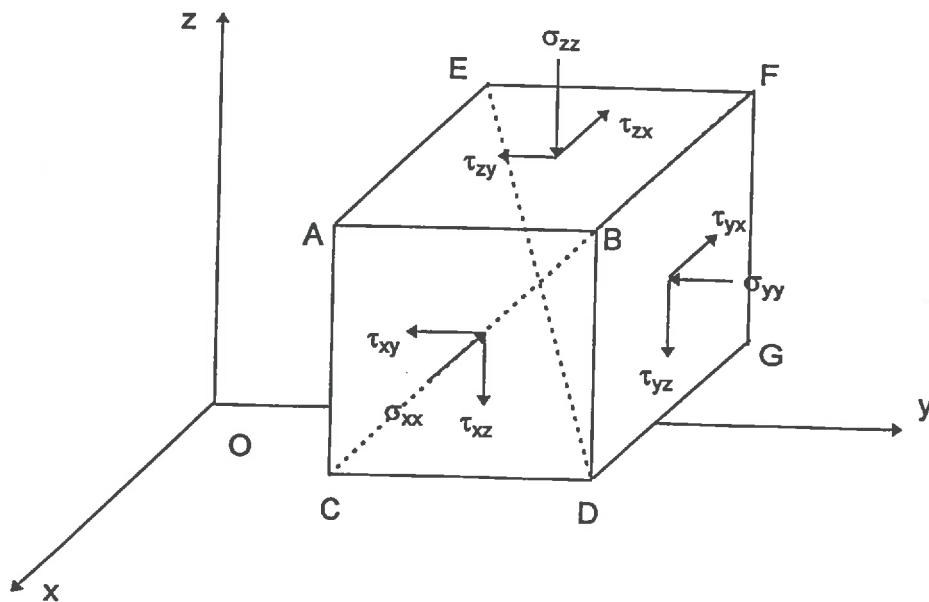


Figure 1.2 : Etat des contraintes autour du point M d'après Schlosser, 1988.

## CHAPITRE 1

### COMPRESSION DES SOLS : ASPECTS THEORIQUES

Le sol est un milieu poreux, hétérogène, anisotrope et discontinu. Afin de pouvoir l'étudier, on décrit le sol par un système de trois phases : solide, liquide et gazeuse. Le sol est déformable sous l'action de sollicitations extérieures. La détermination des lois de comportement mécanique associées à ces déformations est complexe. Elle fait appel à des notions de rhéologie et de résistance des matériaux.

La mécanique des milieux continus déformables peut être appliquée au sol et permet d'appréhender les principaux comportements de celui-ci. Pour cela, on doit considérer un élément de sol suffisamment petit afin qu'il soit homogène et isotrope mais suffisamment grand pour une bonne approche des phénomènes. Ainsi, les déformations observées seront considérées comme continues.

Le sol soumis à des sollicitations extérieures faibles et brèves (quelques secondes) aura un comportement de type élastique. Des sollicitations de fortes intensités et de longues durées (plusieurs jours à plusieurs années) donneront au sol un comportement de type plastique. La fréquence des excitations joue un rôle important dans la déformation des sols.

#### 1.1 QUELQUES ASPECTS THEORIQUES SUR LES MILIEUX CONTINUS DEFORMABLES

##### 1.1.1 Notions de contrainte et de déformation

###### 1.1.1.1 Notion de contrainte - Tenseur de contrainte

Dans un massif de sol, coupé en son milieu, on considère un point M et une surface élémentaire  $dS$  entourant ce point M (figure 1.1). Ce solide en équilibre est soumis à des forces internes (son propre poids) et à des forces externes (poids d'un autre corps).

Cet ensemble de forces constituent la force totale  $\vec{F}$  appliquée sur la surface de section S. La contrainte totale  $\vec{f}$  appliquée en M est le rapport  $\frac{\delta\vec{F}}{\delta S}$  et se décompose en :

- une contrainte normale de tension ou pression à la surface dS notée  $\sigma$ ,
- une contrainte tangentielle de cisaillement notée  $\tau$ .

La contrainte normale est appelée :

- pression (compression en mécanique des sols) si elle s'applique de l'extérieur du solide vers la surface élémentaire dS,
- tension (traction en mécanique des sols) si elle s'applique à partir de la surface dS vers l'extérieur du milieu.

En général, la contrainte  $\vec{f}$  n'est pas constante et varie dans un référentiel orthonormé Oxyz en fonction des différentes forces qui s'exercent sur toutes les facettes autour du point M. Dans ce référentiel, l'étude d'un cube élémentaire (figure 1.2) en équilibre autour du point M prend en considération les trois vecteurs contraintes  $f_x, f_y, f_z$  qui s'appliquent sur les trois faces normales aux axes  $O_x, O_y, O_z$ .

L'état de contrainte est défini par un tenseur de contrainte à 9 composantes. Chacun des vecteurs contraintes lié à une facette présente trois composantes sur chacun des trois axes principaux :

$$\text{Le tenseur de contrainte est de la forme : } \vec{f} = \begin{pmatrix} \vec{f}_x \\ \vec{f}_y \\ \vec{f}_z \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_{yy} & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} (\vec{i}\vec{j}\vec{k})$$

Les extrémités des vecteurs contraintes sont toutes sur la surface d'une ellipsoïde (de Lamé) définie par 3 axes  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  et ayant son centre au point M considéré. Si on prend comme axes de référence ceux de l'ellipsoïde, la matrice du tenseur de contrainte se simplifie. Il existe trois plans principaux pour lesquels la contrainte  $\vec{f}$  est uniquement normale ( $\tau=0$ ). Les contraintes  $f_x, f_y, f_z$  sont appelées contraintes principales et notées respectivement :  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ .

$$\text{Le tenseur de contrainte est alors de la forme : } \vec{f} = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix} (\vec{i}\vec{j}\vec{k})$$

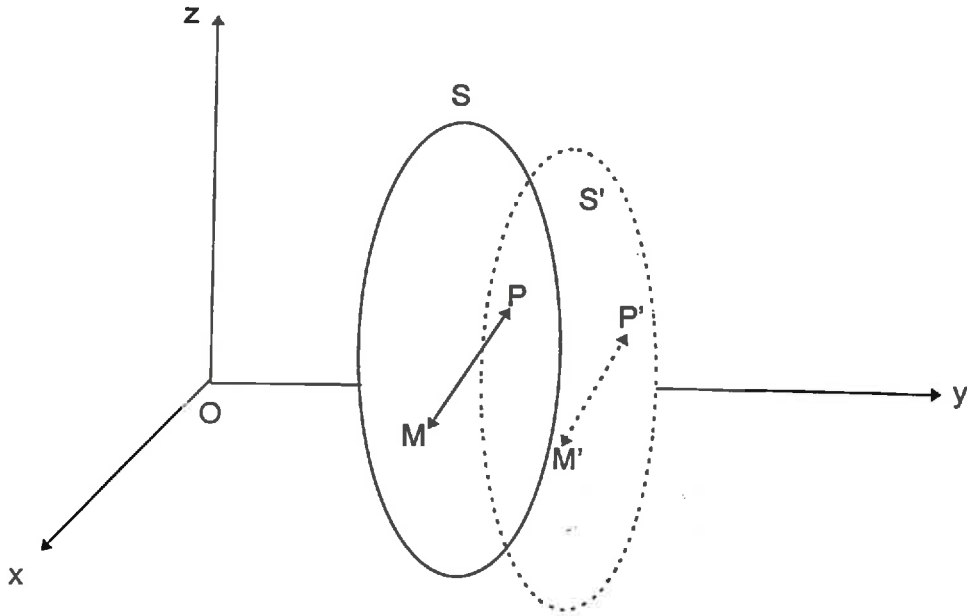


Figure 1.3 : Etat des déformations d'un élément MP.

### 1.1.1.2 Notion de déformation - Tenseur de déformation

Le massif de sol autour du point M soumis à des contraintes se déforme. Les déformations se traduisent par une variation des distances et des angles entre les différents points du massif déformé. Ainsi, un segment élémentaire MP devient M'P' après une petite déformation (figure 1.3). On observe une déformation linéaire de l'élément MP, notée  $\varepsilon$  et une déformation angulaire  $\gamma = (\overline{MP}, \overline{M'P'})$ . Les déformations linéaires sur les faces normales aux axes  $O_x$ ,  $O_y$ ,  $O_z$  sont notées  $\varepsilon_{xx}$ ,  $\varepsilon_{yy}$ ,  $\varepsilon_{zz}$ .

La déformation en un point M se représente par un tenseur à 9 composantes qui présente 3 directions principales de déformation. Le tenseur de déformation est

$$\text{alors de la forme : } \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix}$$

La variation de volume d'un petit élément de sol autour du point M devient :

$$\frac{\Delta V}{V} = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz} = \varepsilon_{kk}.$$

Quand la déformation angulaire est nulle, les déformations  $\varepsilon_{xx}$ ,  $\varepsilon_{yy}$ ,  $\varepsilon_{zz}$  sont appelées déformations principales et notées :  $\varepsilon_1$ ,  $\varepsilon_2$ ,  $\varepsilon_3$ .

## 1.1.2 Notions d'élasticité et de plasticité

### 1.1.2.1 Déformation élastique

Un matériau déformable a un comportement élastique si les déformations induites par les sollicitations appliquées sont proportionnelles à celles-ci et réversibles. Le matériau retrouve son état initial d'équilibre quand la sollicitation est supprimée. Les sollicitations sont dans ce cas de faibles intensités ou appliquées de manière très rapide, les déformations associées sont de faibles amplitudes.

Un milieu élastique présente une relation linéaire entre les contraintes appliquées et les déformations relatives observées. Cette caractéristique se traduit par la loi de Hooke :  $\sigma = E \frac{\Delta l}{l} = E\varepsilon$  (1.1)

où E est le module de Young.

Le rapport entre la déformation relative perpendiculaire à la direction de la contrainte appliquée et la déformation relative dans le sens de la contrainte appliquée est appelé coefficient de Poisson  $\nu$ . Pour un corps élastique, comprimé entre deux plateaux, les déformations relatives dans les 3 directions sont  $\varepsilon_{xx}$ ,  $\varepsilon_{yy}$ ,  $\varepsilon_{zz}$ .





Le coefficient de Poisson est de la forme :

$$\nu = -\frac{\varepsilon_{xx}}{\varepsilon_{zz}} = -\frac{\varepsilon_{yy}}{\varepsilon_{zz}}$$

Le matériau est alors défini par son module de Young  $E$  et son coefficient de Poisson  $\nu$ .  $\nu$  est une quantité sans dimensions qui varie entre 0 et 0.5. Pour les sols on retiendra la valeur de 0.33 (Costet et Sanglerat, 1981). La valeur de  $E$  dépend du type de matériau comme le montre le tableau 1.1.

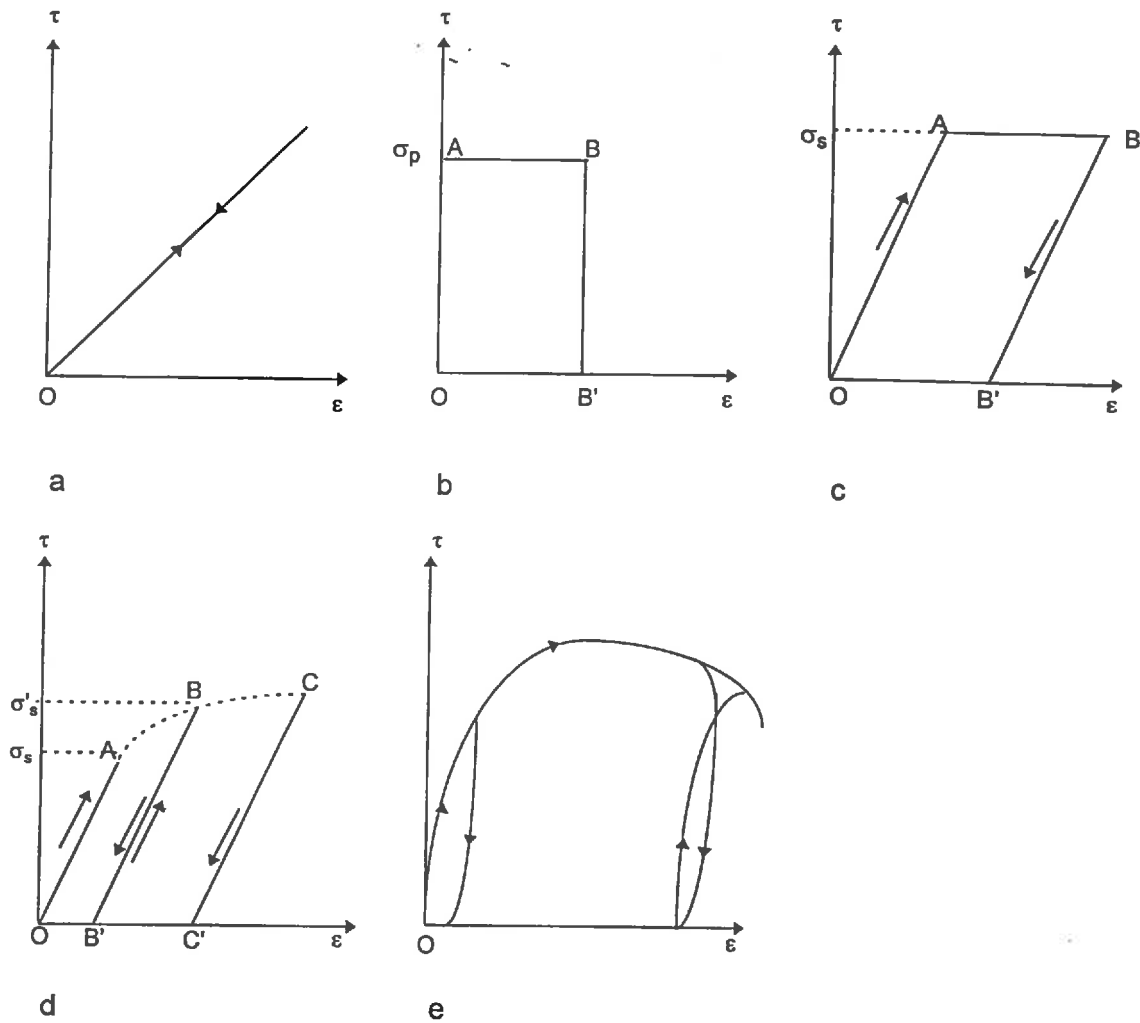
Tableau 1.1 : Valeurs du module de Young  $E$  en fonction du type de matériau (exprimé en MPa)

Auteurs	Acier	Basalte	Granite	béton	roche tendre	grave	sable	argile limon
Philipponnat (1979)					5.10 <sup>2</sup> à 1.10 <sup>4</sup>	1.5.10 <sup>2</sup> à 5.10 <sup>2</sup>	10 à 1.10 <sup>2</sup>	2 à 30
Costet et Sanglerat (1981)	2.10 <sup>5</sup>			2.10 <sup>4</sup>		2.10 <sup>2</sup>		2.10 <sup>-1</sup> à 2
Musy et Soutter (1991)					3.10 <sup>3</sup> à 15.10 <sup>3</sup>	5.10 <sup>2</sup>	20	1.5 à 3
Guéguen et Palciauskas (1992)		6.10 <sup>4</sup>	3.10 <sup>4</sup>					

Les caractéristiques d'un matériau élastique sont définies sous une forme simplifiée par deux constantes élastiques. Les modules élastiques sont déterminés facilement par une compression uniaxiale.

- le module d'élasticité (Philipponnat, 1979) ou module de compressibilité (Schlosser, 1988) ou module de déformation volumique (Costet et Sanglerat, 1981) ou module d'incompressibilité (Guéguen et Palciauskas, 1992). Son appellation varie en fonction des auteurs mais il est toujours noté  $K$  et tel que :

$$K = \frac{\sigma_{kk}}{3\varepsilon_{kk}} = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (1.2)$$



**a- corps élastique** : Le milieu est isotrope homogène doué d'élasticité linéaire et suit la loi de Hooke.

**b- corps rigide-plastique** : pas de déformations élastiques, le matériau se déforme brusquement pour une valeur seuil de contrainte  $\sigma_p$ . La déformation reste maximale après suppression de la contrainte.

**c- corps élasto-plastique parfait** : Le corps a un comportement élastique en dessous d'une limite d'élasticité  $\sigma_s$  ; si la contrainte augmente, le solide se déforme avec un écoulement plastique. Si on supprime la contrainte, une déformation  $OB'$  subsiste.

**d- corps élasto-plastique écrouissable** : le solide se déforme encore après la limite d'élasticité  $\sigma_s$ . Le matériau déchargé ne retrouve pas son état initial, la déformation  $OB'$  est irréversible. La valeur de la limite d'élasticité  $\sigma_s$  a été relevée en  $\sigma'_s$  pour le chargement suivant.

**e- sol** : présente des phénomènes de dilatance (desenchevêtrement et réenchevêtrement des grains du squelette) : les variations de volume et les distorsions sont étroitement liées. Le sol est écrouissable quand l'intensité du chargement augmente.

Figure 1.4 : Relations entre contraintes et déformations.

Dans le cas d'un milieu poreux, la porosité du milieu et la forme des pores interviennent sur la valeur de  $K$  que l'on note alors  $K^*$ .

$$K^* = K_1 \left(1 - \beta \frac{\phi}{f}\right) \quad (1.3)$$

avec  $K_1$  = module élastique de la phase solide,

$\beta$  = constante,

$\phi$  = la porosité du milieu,

$f$  = facteur de forme des pores.

- le module de cisaillement noté  $G$  est tel que :

$$G = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{E}{2(1-\nu)} \quad (1.4)$$

avec  $\gamma$  = valeur de la déformation angulaire du milieu.

### 1.1.2.2 Notion de plasticité

Un matériau présente un comportement plastique quand il ne retrouve pas son état initial une fois les contraintes supprimées. Il se produit un écoulement plastique avec des modifications de l'assemblage des particules du milieu.

Pour chaque matériau, il existe un seuil de plasticité qui délimite les déformations réversibles et les déformations irréversibles. Cette valeur n'est pas toujours facile à appréhender car le matériau peut présenter une résistance qui augmente avec la déformation. Le matériau est écrouissable et son comportement élastoplastique. Il y a relèvement de la limite plastique à chaque cycle de déformation.

Les travaux réalisés sur la plasticité des matériaux portent surtout sur les métaux et l'acier et s'appuient sur des notions de résistance des matériaux. L'application de ces résultats aux sols est délicate en raison de la présence d'une phase liquide qui joue un rôle important dans la déformation des sols.

### **1.1.3 Relations contrainte-déformation**

Les relations entre les contraintes et les déformations d'un solide soumis à l'action de forces extérieures dépendent de la nature et de l'histoire du matériau.





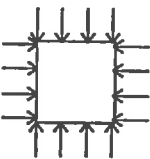
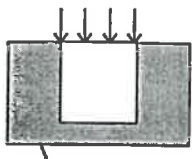
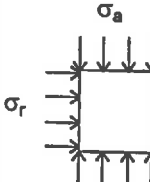
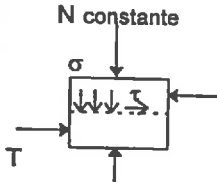
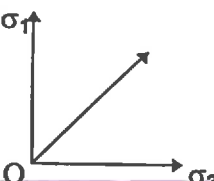
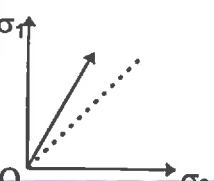
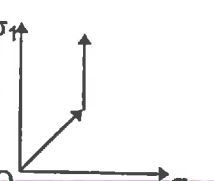
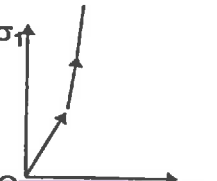
Des comportements simples tels que l'élasticité et la plasticité se superposent souvent lors du chargement d'un solide. Les relations entre contrainte et déformation constituent l'équation rhéologique du matériau. Il est possible de traduire les comportements rhéologiques par des schémas simples (figure 1.4).

## 1.2 LA COMPRESSION DES SOLS

### 1.2.1 Relations contrainte-déformation dans les sols

Le sol est un milieu anisotrope et hétérogène, non élastique sauf dans le cas de faibles contraintes ou de faibles déformations. Les sollicitations appliquées sur le sol sont supportées d'une part par le squelette ou phase solide du sol et d'autre part par l'eau ou phase liquide du sol. Il faut réaliser différents types d'essai (Tableau 1.2) afin de caractériser les relations contraintes-déformations pour plusieurs types de sollicitations.

Tableau 1.2 : Les différents chemins de contraintes permettant l'étude de la déformation des sols (d'après Schlosser, 1988).

Essai	Compression isotrope	Compression oedométrique	Compression triaxiale	Cisaillement direct
Type de déformation	volumétrique 	essentiellement volumétrique avec distorsion 	Distorsion et variation de volume 	Essentiellement distorsion avec un peu de variation de volume 
Etat de contraintes	 $\sigma_1 = \sigma_3$	 $\sigma_3 = 0$	 $\sigma_a$ $\sigma_r$ $\sigma_r = cste$	 N constante $\sigma$ T appliquée
Chemin des contraintes principales extrêmes (maj. et min.)				
Appareil	Appareil triaxial	Oedomètre	Appareil triaxial	Boîte de cisaillement

Les différents chemins de contraintes sont une première approximation des chemins réels de déformation dans les sols.

Les phénomènes de tassements dans les sols sont difficiles à expliquer dans l'espace en 3 dimensions. Dans le cas des sols urbains, nous souhaitons étudier les déformations sur les 0,3 premiers mètres de sol. Nous avons privilégié l'étude des déformations principalement dans l'axe de la contrainte appliquée par un essai oedométrique. Les phénomènes de tassements sont prépondérants sur la distorsion et le cisaillement du sol. On ne se préoccupe pas des déplacements latéraux du sol qui est supposé infini. Dans la nature, l'écroutissement de dépôts récents obtenus par sédimentation suit souvent un chemin analogue à celui décrit par l'oedomètre (Mieussens *et al*, 1985).

### 1.2.2 Postulat de Terzaghi

Terzaghi a postulé que les phases solide et fluide du sol ne sont pas régies par les mêmes lois de comportement et qu'il faut décomposer le sol en au moins deux phases :

- une phase solide constituée par les particules solides du sol, souvent appelée squelette du sol ; les contraintes subies par le squelette sont appelées contraintes effectives et se décomposent en contrainte effective normale  $\sigma'$  et contrainte effective tangentielle  $\tau'$ ;

- une phase fluide dont la pression (par référence à la pression standard), notée  $\mu$ , est appelée pression d'air ( $\mu_a$ ) ou pression interstitielle ( $\mu_w$ ) dans le cas où le fluide est de l'eau.

Ainsi Terzaghi établit les relations suivantes entre les sollicitations appliquées sur tout le massif de sol et les contraintes effectives subies par le squelette du sol :

$$\begin{cases} \sigma' = \sigma - \mu \\ \tau' = \tau \end{cases} \quad (1.5)$$

Les relations de Terzaghi se vérifient facilement dans le cas des sols saturés pour lesquels la pression interstitielle est liée à la pression atmosphérique. De même pour les sols secs, la pression de l'air est négligeable et les contraintes effectives sont égales aux contraintes totales.

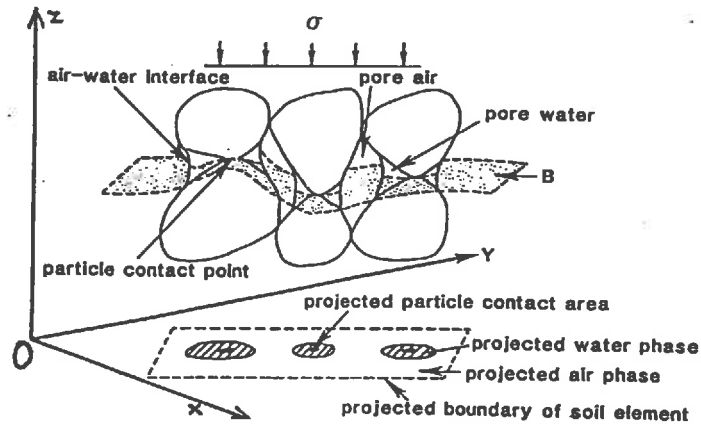


Figure 1.5 : Coupe transversale dans un sol (d'après Snyder et Miller, 1985).

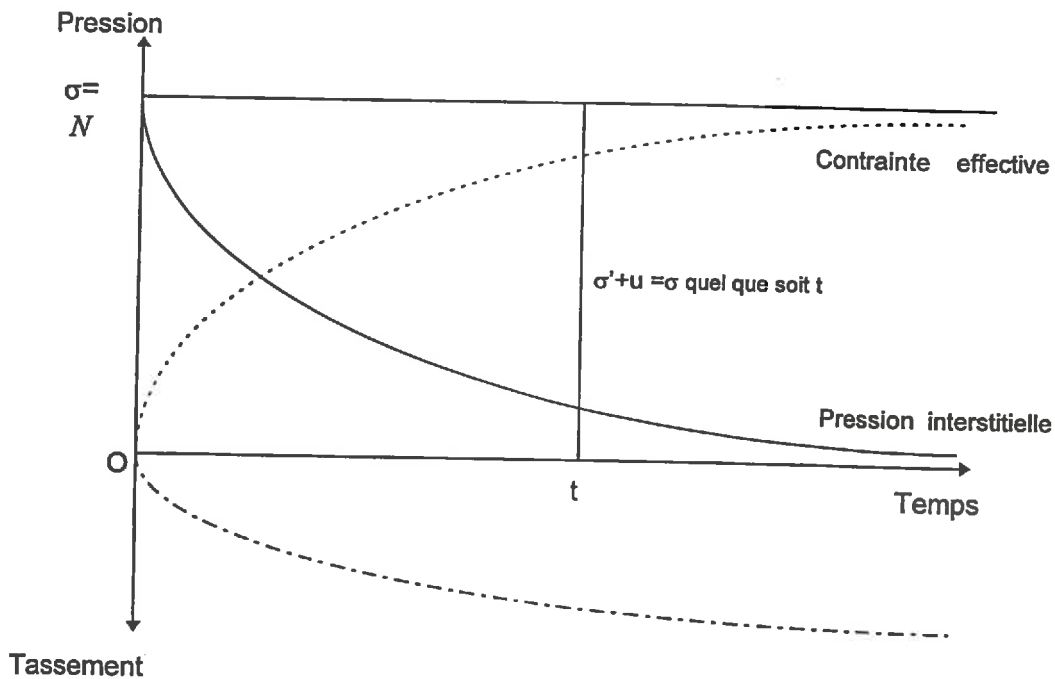


Figure 1.6 : Contraintes et déformations dans le temps en un point donné (d'après Philipponnat, 1987)

Dans le cas des sols insaturés, il faut tenir compte des trois phases (solide-liquide-gaz) en présence, de même que des points de contact entre grains (figure 1.5). Bishop (1963, *in* Costet et sanglerat 1981) propose une formule faisant intervenir les trois phases du sol et un coefficient empirique lié au degré de saturation du sol et compris entre 0 et 1 :

$$\sigma' = \sigma - \mu_a + \chi(\mu_a - \mu_w) \quad (1.6)$$

avec

$\mu_a$  = pression de l'air,

$\mu_w$  = pression interstitielle,

$\chi$  = coefficient empirique lié au degré de saturation du sol.

En sol saturé,  $\chi = 1$  et en sol sec  $\chi = 0$  et on retrouve la relation de Terzaghi. En sol insaturé, si la phase gazeuse est continue et en relation avec la pression atmosphérique alors :  $\mu_a = 0$  d'où  $\sigma' = \sigma - \chi\mu_w$ . Or  $\mu_w$  est négatif dans les sols,  $\sigma' > \sigma$ , ce qui traduit l'effet de la cohésion capillaire.

### 1.2.3 Consolidation du sol

La consolidation du sol correspond à une réduction de volume d'un échantillon de sol saturé qui subit une contrainte normale. Au cours de la consolidation, la variation des contraintes à l'intérieur du massif de sol est représentée sur la figure 1.6. A tout instant la contrainte totale est égale à la contrainte effective majorée de la pression interstitielle. La charge appliquée sur le sol reste constante au cours du temps, la pression interstitielle diminue tandis que la contrainte effective augmente. Comme le sol est saturé, dès l'application de la charge il se produit des surpressions interstitielles puis l'eau s'élimine par drainage. La consolidation d'un sol peut être étudiée en appliquant une contrainte uniaxiale dans l'oedomètre de Terzaghi, c'est un essai de consolidation unidimensionnelle.

Cet essai donne une relation directe entre les contraintes croissantes appliquées sur une éprouvette de sol et les déformations obtenues. Les courbes de consolidation permettent de définir des paramètres caractéristiques du matériau et de prévoir ses comportements en fonction du temps.

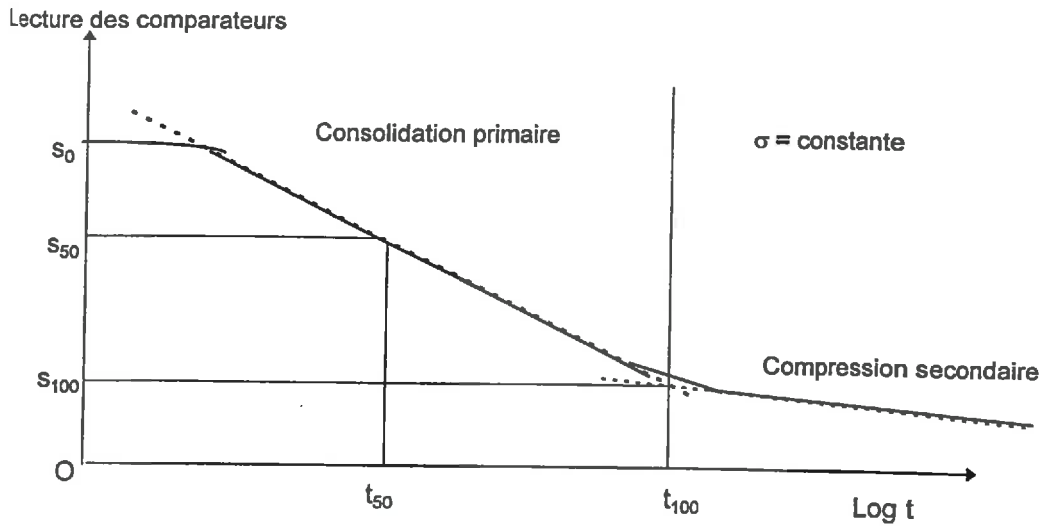


Figure 1.7 : Courbe de tassement en fonction du temps (d'après Philipponnat, 1987)

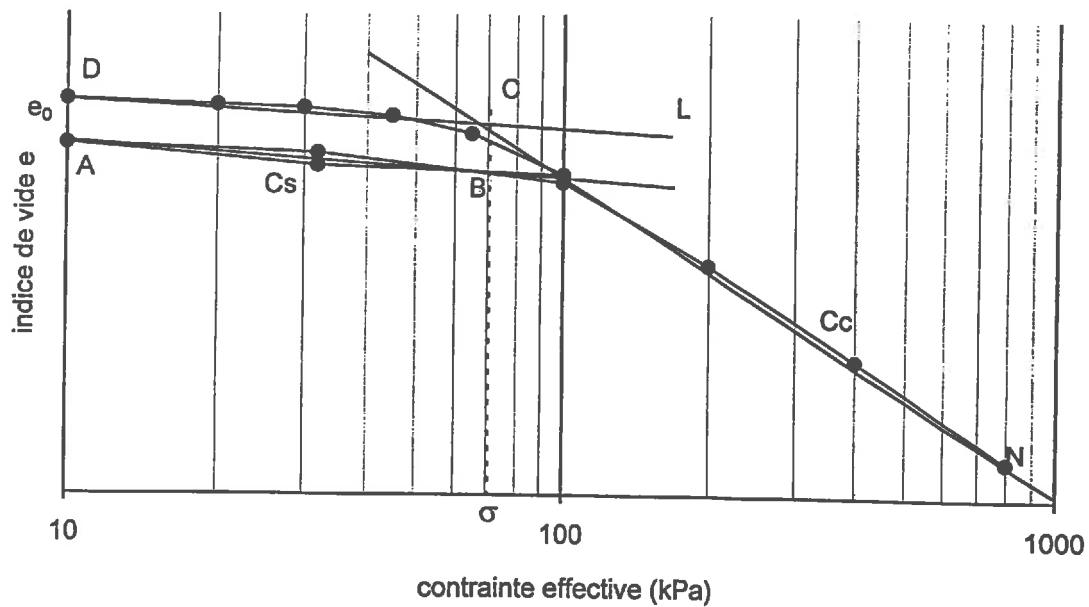


Figure 1.8 : Essai de compressibilité oedométrique (d'après Mieussens, 1985)



### 1.2.3.1 Courbe de tassement en fonction du temps

Cette courbe représente le tassement de l'échantillon en fonction du temps pour une charge constante. Elle permet de prévoir le tassement du sol lors de son chargement à moyen et à long terme.

On distingue deux phases dans le tassement (figure 1.7) :

- une consolidation primaire qui correspond à la dissipation de la surpression interstitielle avec  $\Delta u$  qui tend vers 0,
- une compression secondaire au cours de laquelle la charge est supportée par le squelette. Les grains de solide se redistribuent les uns par rapport aux autres et l'organisation du massif de sol se modifie fortement.

### 1.2.3.2 Courbe oedométrique ou de compressibilité

La courbe de chargement permet de définir une pression de préconsolidation du sol  $\sigma_c$  (figure 1.8) qui correspond à la pression maximale sous laquelle le sol s'est déjà consolidé au cours de son histoire.

Des contraintes croissantes sont appliquées successivement sur un échantillon préalablement saturé. Quand l'équilibre est atteint pour chaque charge, on mesure la hauteur de l'échantillon. Après avoir atteint la charge maximale choisie, on décharge l'échantillon par paliers successifs et on mesure le gonflement du sol. On obtient des courbes de chargement (points D-C-N) et déchargement (points C-B-A) qui indiquent la valeur de l'indice de vide en fonction de la contrainte appliquée (figure 1.8).

Les déformations et les contraintes ne sont pas proportionnelles sur la courbe de chargement mais, on peut déterminer un module de déformation du sol  $E'$  appelé module oedométrique. Ce module n'est pas constant comme le module de Young. Le module oedométrique  $E'$  est tel que :

$$E' = \frac{\Delta\sigma}{\frac{\Delta h}{h}} \quad (1.7)$$

où  $h$  est la hauteur de l'échantillon.

La pression de préconsolidation est définie comme la pression à l'intersection des deux branches d'inclinaison différente de la courbe de chargement. Pour des valeurs de pression inférieure à  $\sigma_c$ , les tassements du sol sont faibles et il se déforme peu.

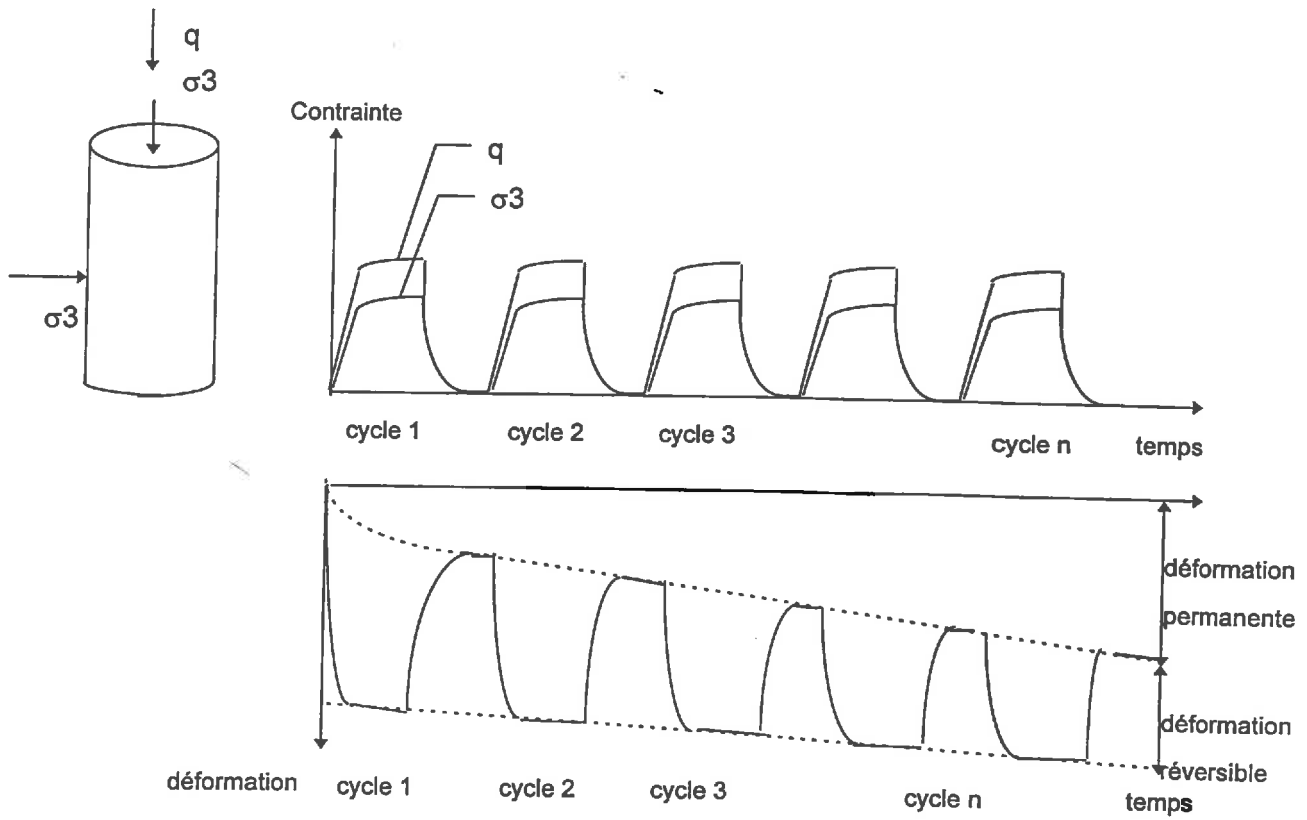


Figure 1.9 : Déformation d'un matériau granulaire sous chargements cycliques (d'après Paulte *et al*, 1994b)

Pour des valeurs de pression appliquée supérieure à  $\sigma_c$ , le processus de consolidation se réalise et les variations d'indice de vide sont proportionnelles aux variations du logarithme de la pression.

Sur la deuxième partie de la courbe entre les points C et N, le coefficient de proportionnalité est appelé indice de compression, noté  $C_c$  et tel que :

$$C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma} \quad (1.8)$$

A partir de l'indice de compression on peut calculer le module oedométrique  $E'$  en utilisant la relation suivante :

$$E' = -\frac{1+e_0}{C_c} \times \frac{\Delta \sigma}{\log \left( 1 + \frac{\Delta \sigma}{\sigma_c} \right)} \quad (1.9)$$

avec  $e_0$  = indice de vide initial.

Sur la courbe de déchargement, par analogie avec l'indice de compression  $C_c$ , on peut définir un indice de gonflement  $C_g$  qui correspond à la pente de cette courbe de gonflement. Dans le cas d'une argile gonflante, la courbe de déchargement recoupe la courbe de chargement.

#### 1.2.4 Etude des déformations réversibles et irréversibles

Certains matériaux subissent des sollicitations intenses et répétées, notamment ceux utilisés dans la construction des chaussées. La détermination de leur résistance à l'orniérage et à la fatigue est réalisée par des essais à chargement répétés. On met ainsi en évidence les déformations permanentes et réversibles de sols fins ou de graves non traitées.

Les essais consistent à appliquer une sollicitation constante, à intervalle de temps constant et à mesurer en permanence les contraintes appliquées, verticales et/ou latérales, les déformations permanentes et réversibles (Le Tirant et Sarda, 1965 ; Hornych *et al*, 1993).

L'essai à chargement répété peut être réalisé dans un moule CBR (Californian Bearing Ratio) (Le Tirant et Sarda, 1965) ou avec un appareil triaxial (Hornych *et al*, 1993 ; Paute *et al*, 1994b).

Les déformations du matériau en fonction des sollicitations appliquées sont représentées sur la figure 1.9 (Paute *et al*, 1994b).

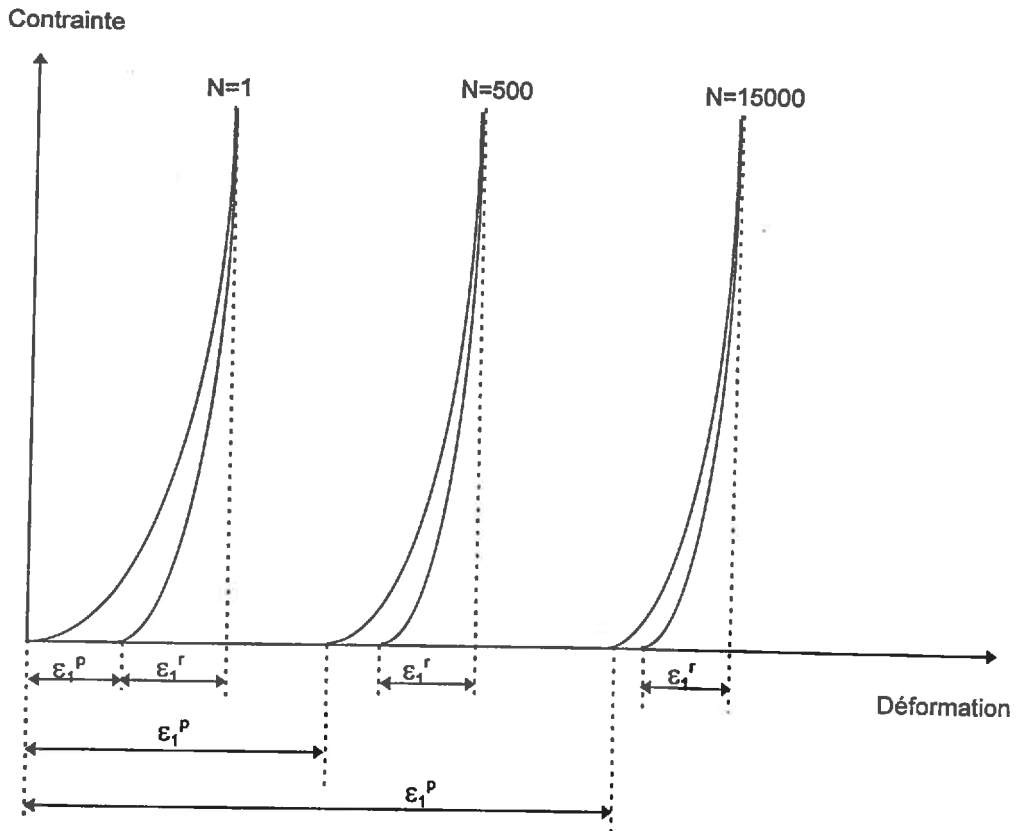


Figure 1.10 : Evolution des cycles contraintes/déformations au cours des chargements (d'après Paute *et al*, 1994a) pour des graves non traitées (N=nombre de cycles).

Dès le premier cycle de contrainte appliquée, on observe l'apparition de :

- déformations permanentes ou irréversibles dues à l'expulsion de l'eau hors de l'échantillon, aux glissements et réarrangements des grains les uns par rapport aux autres, à l'écrasement de ces grains en fonction de l'intensité de la pression appliquée,
- déformations élastiques ou réversibles liées en partie aux propriétés intrinsèques des particules.

Les déformations réversibles  $\epsilon_r$  ont une amplitude plus importante en début d'essai puis diminuent avec le nombre de cycles appliqués. La rigidité du matériau augmente avec le nombre de sollicitations reçues. Les déformations irréversibles  $\epsilon_p$  augmentent rapidement en début d'essai puis tendent à se stabiliser pour un nombre de cycles importants de l'ordre de 1 000 à 10 000. Cette évolution des déformations au cours des chargements répétés est représentée sur la figure 1.10 (Paute *et al*, 1994b).

Il apparaît dans les essais réalisés que les déformations réversibles et irréversibles dépendent du type de sol ou de matériau, de sa densité sèche et de sa teneur en eau initiales. La vitesse d'application des chargements (Moussaï, 1993) et la fréquence de leur application (Le Tirant et Sarda, 1965) ont peu d'influence sur le comportement des sols fins. Le temps d'application du chargement a une influence importante sur la variation de la densité du sol.

### 1.3 MODELISATION DE LA COMPRESSION

Les sols subissent des sollicitations naturelles (gonflement, dessiccation, gel, pluies, passage de racines) et d'autres liées à l'activité humaine (labour, trafic de véhicules, piétinement). Toutes ces sollicitations déterminent la densité du sol à un instant donné et ne peuvent être effectivement mesurées.

Les modèles de compression du sol tentent de prédire les déformations des sols liées aux sollicitations appliquées. Deux types d'approche sont couramment utilisés :

- une approche analytique qui détermine la propagation et la distribution des contraintes dans le sol proche de la surface : le modèle de Boussinesq.
- une approche plus théorique qui détermine des courbes de compression théoriques pour un matériau donné : le modèle de consolidation pour des essais sous chargement constant et des essais sous chargements répétés.

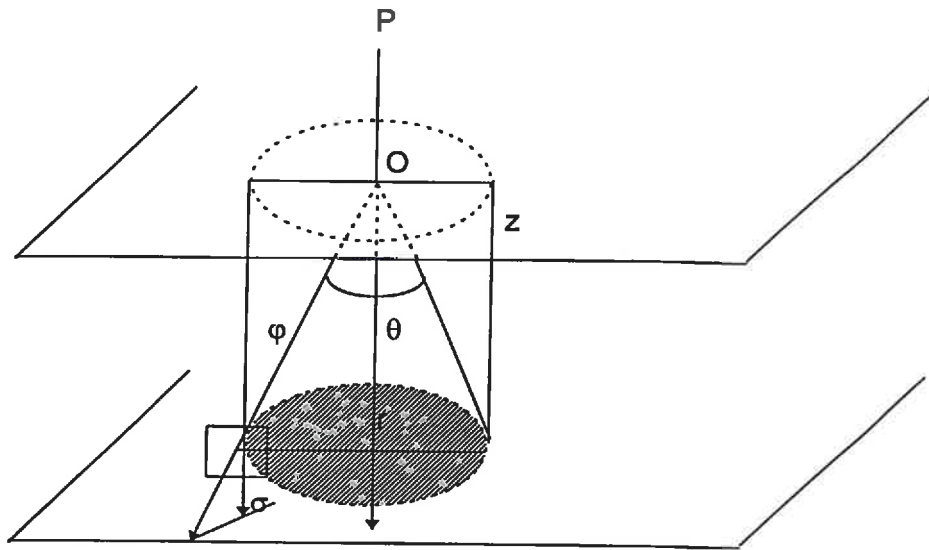


Figure 1.11 : Contraintes dues à l'application d'une charge ponctuelle

### 1.3.1 Modèle de Boussinesq

En 1885, Boussinesq propose une solution analytique pour déterminer le tassement du sol sous l'action de charges extérieures. Pour cela, il suppose que le sol est élastique, homogène, isotrope et réduit le problème à un calcul d'élasticité linéaire.

Certains paramètres doivent être déterminés pour évaluer les tassements :

1 - les caractéristiques physiques initiales de chaque couche constituant le sol telles que : l'épaisseur et le module oedométrique ;

2 - les contraintes effectives du squelette du sol. Elles sont obtenues par la formule de Boussinesq indépendamment des propriétés mécaniques du milieu donc du module de Young et du coefficient de Poisson.

Pour un point  $M_0$  donné, situé à une profondeur  $z_0$  donnée, la contrainte effective dépend de l'intensité et de la forme géométrique de la charge appliquée à la surface du sol. Pour une charge ponctuelle  $P$ , appliquée en  $O$  (figure 1.11), à la surface du massif de sol, la formule de Boussinesq s'exprime en  $M_0$  par :

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \cos^5 \theta \quad (1.10)$$

avec  $\theta$  = angle entre la direction  $MO$  et la verticale sous le point  $O$  (point d'application de la charge à la surface du sol).

Les résultats obtenus à partir de la formule de Boussinesq donnent des valeurs de contrainte effective inférieures aux valeurs réelles mesurées *in situ*. La répartition réelle des contraintes dans le milieu est plus concentrée sous la charge appliquée.

Pour mieux appréhender la répartition des contraintes dans un sol, Fröhlich (1934, *in* Costet et Sanglerat, 1981) introduit en 1934 un facteur de concentration dans la formule de Boussinesq. L'équation de Boussinesq devient alors :

$$\sigma_z = \frac{nP}{2\pi z^2} \cos^{n+2} \theta \quad (1.11)$$

avec  $n$  = facteur de concentration et pour  $n=3$ , on retrouve l'équation de Boussinesq.

En 1958, Soehne (*in* Ayers et Van Riper, 1991) propose de donner à  $n$  les valeurs de 4, 5 et 6 pour les sols respectivement dur, moyen et souple ou humide. Il a montré que  $n$  varie avec la densité du sol de la manière suivante :

$$n = 6 - 2 \times \left( \frac{\rho - \rho_{\min}}{\rho_{\max} - \rho_{\min}} \right) \quad (1.12)$$

avec

$\rho_{\min}$  = densité sèche minimale de sol,

$\rho_{\max}$  = densité sèche maximale du sol.

Ayers et Van Riper (1991) montrent que si on assimile l'impact d'une roue de tracteur à une charge ponctuelle on ne rend pas compte des contraintes réelles appliquées au sol. Il est préférable de traiter cette sollicitation comme une charge uniformément répartie sur une petite surface rectangulaire.

Bingner et Wells (1992a, 1992b) découpent la surface de contact de la roue ou d'un pied sur le sol, en surfaces élémentaires de dimensions  $d_i \times d_j$ . La contrainte totale à une profondeur donnée est obtenue par le cumul des contraintes de chaque surface élémentaire. L'équation de Boussinesq s'exprime sous forme d'une équation intégrale :

$$\sigma_z = \frac{n}{2\pi z^2} \cos^{n+2} \theta_{ij}(z) \int_0^i \int_0^j P_{ij} d_i d_j \quad (1.13)$$

### 1.3.2 Modèle de consolidation

Les sols sollicités mécaniquement présentent une combinaison de quatre comportements : le tassement, les déformations élastiques, l'écoulement plastique, la rupture. Le tassement n'est qu'une de ces quatre réactions et a été étudié de façon poussée pour les sols saturés. Les recherches sur la compression des sols insaturés et notamment des sols agricoles insaturés sont en cours depuis une quinzaine d'années (Bailey *et al*, 1986).

Larson et Gupta (1980) présentent une méthode pour prédire et décrire le degré de compaction de 36 sols soumis à une sollicitation mécanique, statique, uniaxiale. Ces auteurs proposent d'utiliser le modèle logarithmique suivant :

$$\rho = \rho_k + C \log \frac{\sigma_a}{\sigma_k} \quad (1.14)$$

avec

$\rho$  = densité sèche,

$\rho_k$  = densité sèche pour une contrainte donnée  $\sigma_k$ ,

$C$  = coefficient de compressibilité,

$\sigma_a$  = contrainte normale appliquée.



que l'on peut traduire plus simplement par (Bailey *et al*, 1986) :

$$\frac{1}{\rho} = C \log \sigma + \alpha \quad (1.15)$$

avec  $\alpha = 1/\rho$  pour une contrainte de  $1 \text{ kgcm}^{-2}$ .

D'après Larson et Gupta (1980), si la relation (1.14) est établie pour un degré de saturation du sol  $S_k$  connu, les courbes de compression pour d'autres valeurs du degré de saturation ont une équation de la forme :

$$\rho = [\rho_k + S_T(S_1 - S_k)] + C \log \frac{\sigma_a}{\sigma_k} \quad (1.16)$$

avec

$S_T$  = pente de la droite  $\rho = f(S)$  pour une contrainte donnée  $\sigma_a$ ,

$S_k$  = degré de saturation correspondant à  $\sigma_k$  et  $\rho_k$ ,

$S_1$  = degré de saturation souhaité.

Le terme  $S_T(S_1 - S_k)$  est linéaire et plus facile à déterminer que le coefficient  $\chi$  non linéaire de Bishop (équation 1.6).

Le modèle donné par l'équation 1.16 est facile à utiliser mais donne des valeurs erronées de la densité sèche pour les faibles pressions appliquées car c'est une équation linéaire.

Bailey *et al* (1986) proposent un modèle fondé sur le comportement élastique du sol et supposent que lors de la compression, les variations volumétriques du solide sont proportionnelles à la variation des contraintes appliquées. L'équation proposée pour des sollicitations isotropes ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_h$ ) est alors la suivante :

$$\ln(\rho) = \ln(\rho_0) - (A + B\sigma_h)(1 - e^{-C\sigma_h}) \quad (1.17)$$

avec

$\rho_0$  = densité sèche initiale,

$\sigma_h$  = contrainte normale hydrostatique,

A, B et C = coefficients.

Cette équation est une fonction curvilinéaire et satisfait les conditions aux limites aussi bien pour les fortes et les faibles pressions et notamment pour une pression nulle. Pour les fortes pressions la courbe « contrainte-déformation » atteint une valeur limite. Les auteurs montrent que les trois coefficients A, B et C varient avec

la teneur en eau. Au même titre que A, B et C, on peut déterminer  $\rho_0$  à partir de cette équation.

Mc Bride (1989) utilise cette relation pour identifier les propriétés physiques de 34 sols en fonction de leur teneur en eau initiale. Les échantillons de sols subissent une compression statique uniaxiale et sont librement drainés. D'après Mc Bride, le modèle proposé par Bailey *et al* (1986) permet d'estimer avec un grand niveau de précision les fonctions caractéristiques densité-teneur en eau-contrainte pour la plupart des sols agricoles. Les facteurs A, B et C sont étroitement liés à la teneur en eau du sol et peuvent permettre de déterminer un seuil de sensibilité à la compression du sol.

Bailey *et al* (1986) adaptent l'équation précédente pour des sollicitations triaxiales, non isotropes ( $\sigma_1 > \sigma_2$  et  $\sigma_2 = \sigma_3$ ) et l'équation 1.17 devient :

$$\ln(\rho) = \ln(\rho_0) - (A + B\sigma_h) \left(1 - e^{-C\sigma_h}\right) + D \frac{\tau_{oct}}{\sigma_{oct}} \quad (1.18)$$

avec  $\rho_0$  = densité sèche initiale,

$\sigma_{oct}$  = contrainte normale octaédrique,

$\tau_{oct}$  = contrainte de cisaillement octaédrique,

A, B et C = coefficients de compressibilité,

D = coefficient de déformation volumique naturelle due aux contraintes de cisaillement.

Gibas *et al* (1991) ont vérifié avec succès l'adéquation de ce modèle pour des essais réalisés avec un triaxial cubique.

### 1.3.3 Modèle de comportement sous essais à chargements répétés

Sous l'action de chargements répétés, les sols fins ou les graves présentent des déformations permanentes et des déformations réversibles dites élastiques. Les modèles proposés tentent de décrire séparément ces deux types de déformations.

La relation la plus utilisée est proposée par Barksdale (1972, *in* Poute *et al*, 1994a) et met en évidence l'influence du nombre de cycles :

$$\varepsilon_1^p(N) = a + b \ln N \quad (1.19)$$

avec

N = nombre de cycles de chargement,

$\varepsilon_1$  = déformation permanente axiale pour une contrainte donnée p,

a et b = coefficients constants.

En 1988, Paute *et al* proposent une autre relation montrant que la déformation permanente axiale tend vers une limite finie A quand le nombre de cycles N est grand :

$$\varepsilon_1^{p*}(N) = \frac{A\sqrt{N}}{\sqrt{N} + D} \quad (1.20)$$

avec

N = nombre de cycles de chargement

$\varepsilon_1^{p*}$  = déformation permanente axiale pour une contrainte donnée p mesurée à partir de N=100 cycles

A et D = coefficients

Les études réalisées par ces auteurs montrent que les déformations permanentes axiales pendant les premiers cycles de chargement sont très dispersées du fait de la mise en place de l'échantillon dans l'éprouvette. Pour l'interprétation des essais, ils ont décidé de raisonner sur les déformations mesurées à partir du 100<sup>ème</sup> cycle de chargement.

Sweere (1990, *in* Paute *et al*, 1994a) pour un nombre de chargements élevés préconise la relation (8) suivante :

$$\ln \varepsilon_1^p(N) = a + b \cdot \ln N \quad (1.21)$$

Dans ce cas comme dans la relation de Barksdale, les déformations permanentes continuent de croître pour un nombre de cycles infini.

On peut enfin citer, la relation expérimentale pour l'étude des déformations axiales permanentes de graves non traitées qui repose sur l'analyse des taux d'accroissement  $\left(\frac{\delta \varepsilon_1^p}{\delta N}\right)$  (Hornych *et al*, 1993).

Cette relation est une loi puissance à deux paramètres A et B :

$$\ln\left(\frac{\delta \varepsilon_1^p}{\delta N}\right) = a + b \cdot \ln N \quad \text{ou encore} \quad \left(\frac{\delta \varepsilon_1^p}{\delta N}\right) = e^a \times N^b \quad (1.22)$$

qui donne par intégration :

$$\varepsilon_1^p(N) = \frac{e^a}{b+1} \times N^{b+1} + c \quad (1.23)$$

si on exprime cette relation en fonction de  $\varepsilon_1^{p*}$ , on obtient :

$$\varepsilon_1^{p^*}(N) = \varepsilon_1^p(N) - \varepsilon_1^p(100) = e^a \frac{N^{b+1} - 100^{b+1}}{b+1} \quad \text{ou encore}$$

$$\varepsilon_1^{p^*}(N) = A \times \left[ 1 - \left( \frac{N}{100} \right)^B \right] \quad (1.24)$$

$$B = b+1 \quad \text{et} \quad A = - \left( \frac{e^a}{b+1} \right) \times 100^{b+1}$$

#### 1.4 CONCLUSION

Certaines relations semi-empiriques présentées dans les paragraphes précédents sont intéressantes dans la mesure où elles permettent de prévoir de façon précise le comportement du matériau.

La relation de Bailey *et al* (1986) a été testée sur les mesures du chapitre 4. L'ajustement entre les valeurs mesurées et les valeurs calculées est très bon avec des coefficients de corrélations toujours supérieurs à 0.99. Cependant cette relation compte un nombre de coefficients importants qui ne sont pas indépendants les uns des autres. Il est difficile de déterminer la part de chaque facteur, tels que l'humidité, la texture, la teneur en eau initiale qui interviennent sur les coefficients de l'équation.

La relation de Paute *et al* (1994a) permet de définir une limite finie de tassement du matériau soumis à des chargements répétés. Elle a été testée avec succès dans le chapitre 4. Il faut appliquer un nombre élevé de cycles de compression qui sont une contrainte à la détermination rapide de cette limite.

## CHAPITRE 2

### NATURE DES SOLS ET SENSIBILITE A LA COMPRESSION

Les phénomènes de compression des sols sont particulièrement étudiés en génie civil pour la construction des ouvrages. Dans ce cas, on recherche une compression optimale des matériaux en place pour une stabilité et une durée de vie maximales de l'ouvrage construit.

En agriculture, le tassement peut être souhaitable après le semis afin de favoriser la germination. Mais, l'utilisation de machines performantes de travail du sol de plus en plus puissantes et lourdes accroît la compression des sols qui à l'opposé de la problématique de génie civil n'est plus une qualité mais un défaut. Les agronomes sont confrontés à des mécanismes complexes de déformation des sols. Ils doivent analyser les conséquences de ces déformations sur les propriétés physiques et agronomiques des sols.

Au moment de la mise en place de terre en espaces verts, l'objectif pratique visé doit être un compromis entre le contrôle des modifications des propriétés physiques, mécaniques et agronomiques des sols et l'emploi d'engins de génie civil très perturbateurs de ces propriétés.

L'étude des facteurs intrinsèques et extrinsèques de la déformation des sols doit permettre de prédire les modifications des propriétés des sols soumis à des sollicitations mécaniques. Les déformations d'origine naturelle (gel, humectation, dessiccation, pluie, passage de racines) seront peu abordées puisque nous nous intéresserons plus particulièrement aux sollicitations d'origine anthropique.

#### 2.1 LES FACTEURS DE LA DEFORMATION DES SOLS

La structure du sol dépend à chaque instant d'un certain nombre de paramètres tels que : sa constitution (teneur et nature de la fraction argileuse, teneur en matière organique), la taille des particules, sa teneur en eau. Ces paramètres contrôlent le comportement du sol sous l'action de sollicitations extérieures. Le type et l'intensité de la sollicitation appliquée sont aussi des éléments déterminants du comportement du sol.

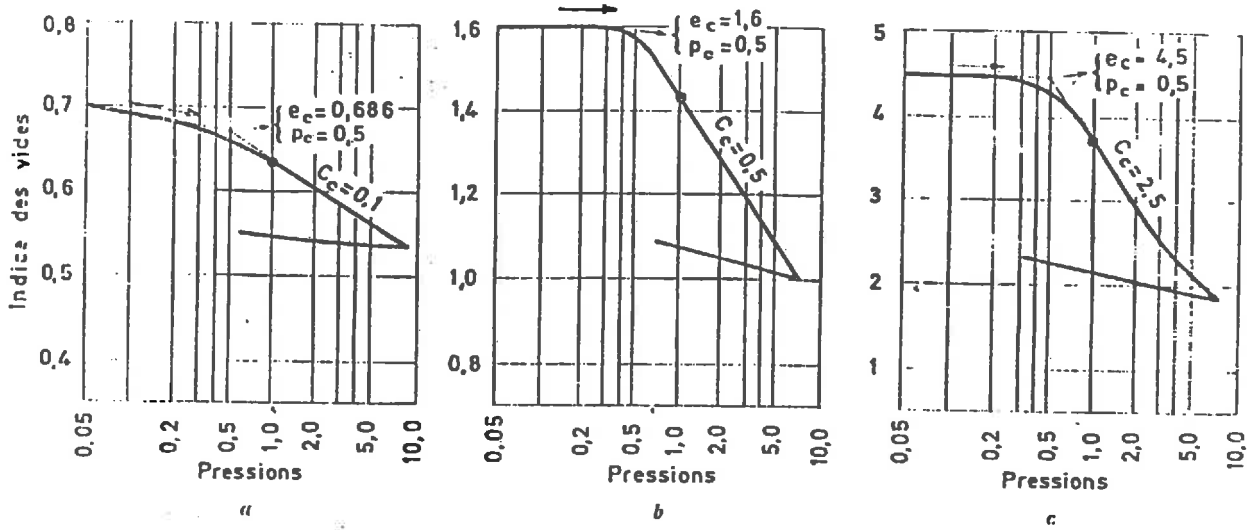


Figure 2.1 : Courbes oedométriques d'argiles naturelles normalement consolidées. a.kaolinite; b. illite ; c. montmorillonite (d'après Caquot et Kérisel, 1966)

### 2.1.1 Définition des paramètres caractéristiques du sol

Les paramètres caractéristiques sont définis pour expliciter les comportements du sol. Les paramètres rencontrés dans la littérature sont les suivants :

- masse volumique apparente de sol sec ( $\text{kg m}^{-3}$ ) :	$\rho_d = \frac{\text{masse de solide}}{\text{volume total}}$
- masse volumique réelle du solide ( $\text{kg m}^{-3}$ ) :	$\rho_s = \frac{\text{masse de solide}}{\text{volume de solide}}$
- masse volumique de l'eau ( $\text{kg m}^{-3}$ ) :	$\rho_w = \frac{\text{masse d'eau}}{\text{volume d'eau}} = 10^3$
- densité apparente sèche :	$\gamma_d = \frac{\rho_d}{\rho_w}$
- la teneur en eau pondérale (kg d'eau par kg de sol sec.) :	$\omega = \frac{\text{masse d'eau}}{\text{masse de solide}} \times 100$
- la teneur en eau volumique ( $\text{m}^3$ d'eau par $\text{m}^3$ de sol sec) :	$\theta = \frac{\text{volume d'eau}}{\text{volume de solide}} \times 100$
- l'indice de vide :	$e = \frac{\text{volume de vides}}{\text{volume de solide}} = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1$
- la porosité :	$n = \frac{\text{volume de vides}}{\text{volume total}} = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s}$
- le degré de saturation :	$S_r = \frac{\text{volume d'eau}}{\text{volume de vides}} \times 100$

### 2.1.2 Influence des constituants du sol

#### 2.1.2.1 Influence des constituants minéraux

##### *Les argiles*

Les argiles soumises à une compression uniaxiale présentent un comportement propre à leur nature minéralogique (Caquot et Kerisel, 1966). Les montmorillonites ont un indice de vide initial très élevé et sont plus sensibles à la compression mécanique que les illites ou les kaolinites. Leur indice de compressibilité  $C_c$  (§1232) est très élevé comme le montre la figure 2.1.

Griffiths et Joshi (1990) ont observé, par intrusion de mercure, une diminution de l'espace poral inter-assemblage entre les particules d'argile soumise à une compression ; l'espace poral intra-particule n'intervient pas dans la consolidation. Le volume des pores les plus larges est réduit quand l'intensité de la contrainte appliquée augmente et ce pour tous les types d'argiles.

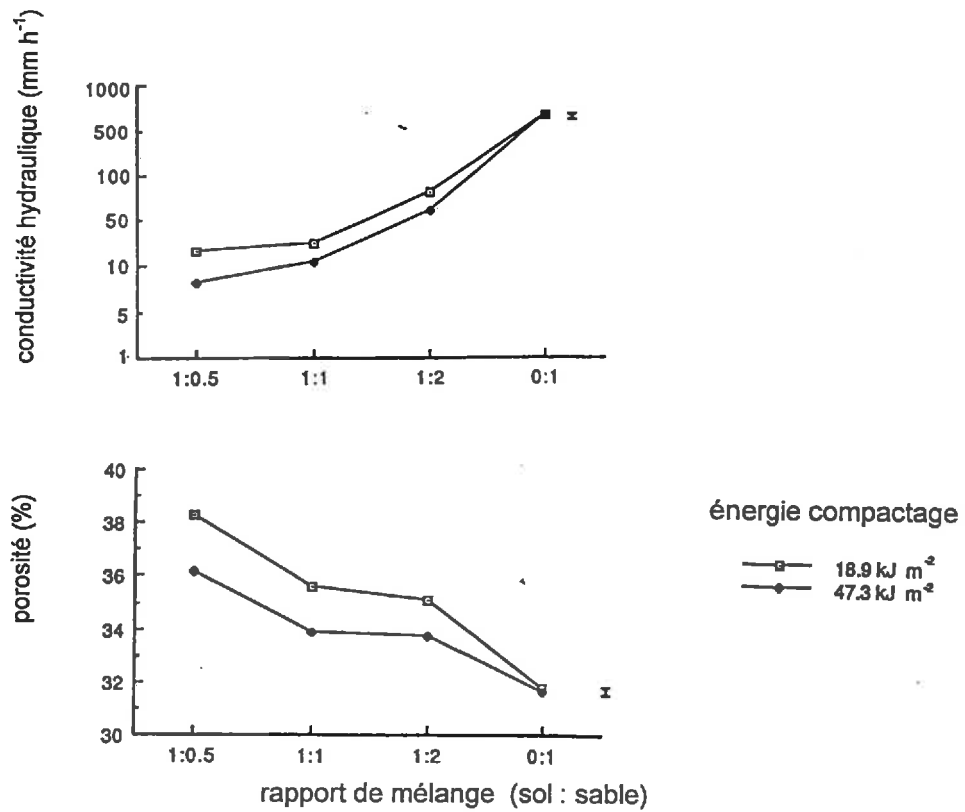


Figure 2.2 : Effet de l'énergie de compactage sur (a) la conductivité hydraulique en saturé et (b) la porosité totale de matériaux d'enracinement formés à partir de différentes proportions de mélanges de limon et de sable (d'après Baker et Richards, 1993).

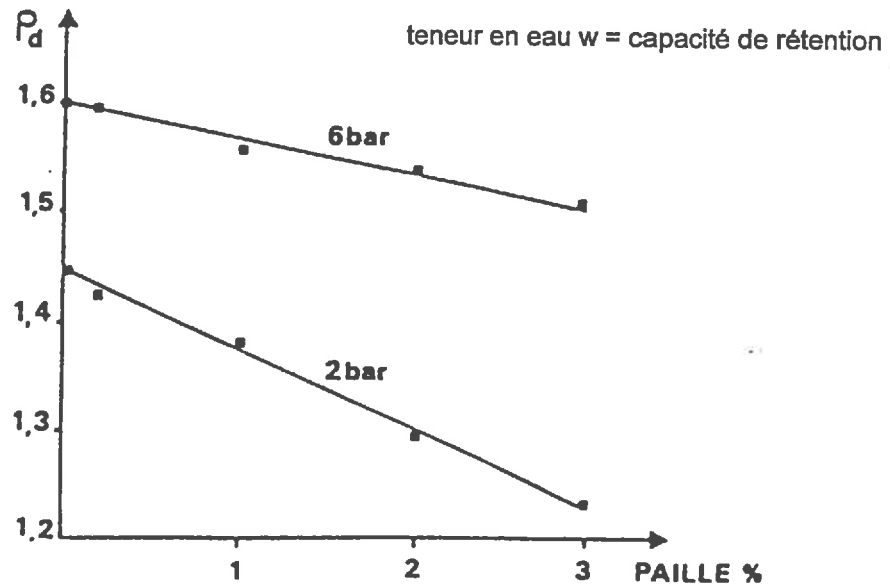


Figure 2.3 : Effets des pailles sur le comportement au compactage, interaction avec l'intensité de pression appliquée (d'après Guérif, 1988).



Faure (1971) a étudié le mécanisme de compactage des sols avec un essai Proctor. La teneur en argile intervient sur l'arrangement du mélange sable-kaolinite soumis à un compactage :

- 0-12% d'argile : il se produit une augmentation rapide de la densité sèche  $\gamma_d$ .
- 12-16% d'argile : la variation de la densité sèche n'est plus linéaire et l'argile efface les effets de résistance propre au squelette sableux. Elle joue un rôle de lubrifiant.

- >16% d'argile : la densité sèche devient une fonction linéaire décroissante de la teneur en argile.

### *Les sables*

Taylor et Blake (1989) ont réalisé des essais de compression statique sur des mélanges sable-limon argileux-tourbe dont la teneur en sable varie de 75 à 97% et dont la teneur en tourbe est constante de l'ordre de 3%. Ces mélanges sont utilisés dans la construction de terrains de sport. Les résultats montrent qu'un minimum de 87% de sable est nécessaire pour conserver au mélange de bonnes propriétés physiques de conductivité hydraulique, de drainage et de bonnes propriétés agronomiques pour le gazon. La figure 2.2 montre que quand la teneur en sable augmente, la conductivité hydraulique du mélange augmente et la porosité diminue (Baker et Richards, 1993).

#### 2.1.2.2 Influence de la matière organique

Guérif (1979) réalise un test Proctor avec un mélange volumique de 15% de kaolinite et 85% de sable auquel il additionne de la tourbe blonde ou de la paille (figure 2.3). L'introduction de matière organique diminue la densité sèche de l'échantillon compacté et le pouvoir lubrifiant de l'argile au cours du compactage (Guérif, 1979). Ohu *et al* (1985, 1986) ont réalisé des essais Proctor avec des fortes teneurs de tourbe blonde (3, 10 et 17% en poids de sol sec) en mélange avec un sable limoneux ou une argile limoneuse ou une argile. Trois intensités correspondant respectivement à 175, 404 et 618 kPa d'une pression statique sont appliquées sur les échantillons. La figure 2.4 montre que la résistance à la pénétration des sols est meilleure pour les fortes teneurs en tourbe (10 et 17%) à partir d'une teneur en eau initiale de 20%.

La matière organique joue un rôle de protection pour la phase solide qui diminue quand l'énergie du compactage augmente.

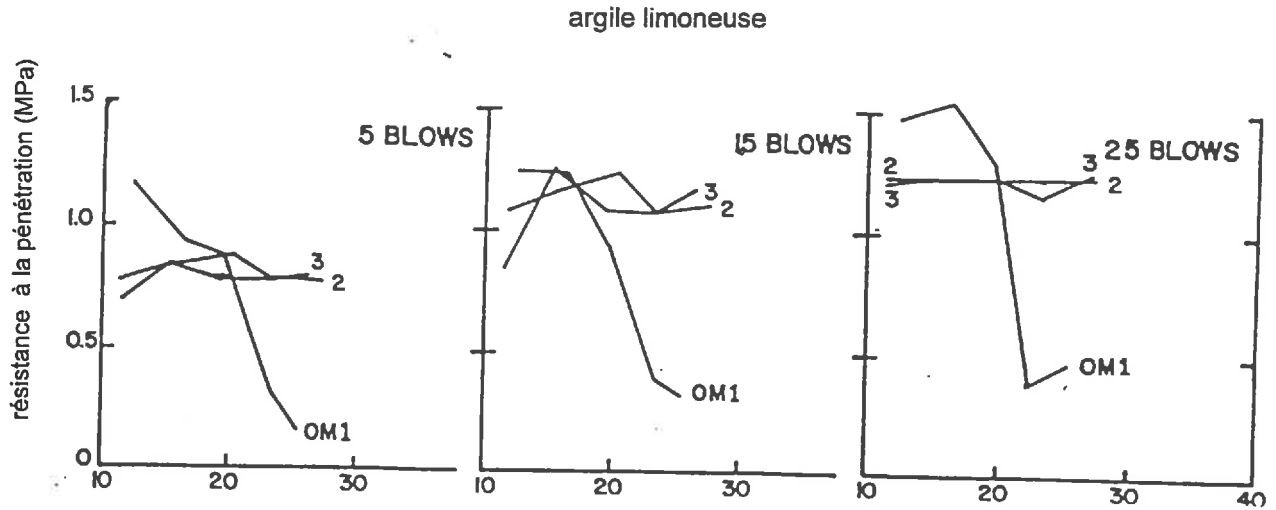


Figure 2.4 : Résistance à la pénétration en fonction de la teneur en eau d'un sol argilo-limoneux avec différentes teneurs de matière organique (OM1=3%, OM2=10%, OM3=17%) et pour différents niveaux de compaction (d'après Ohu *et al*, 1986).

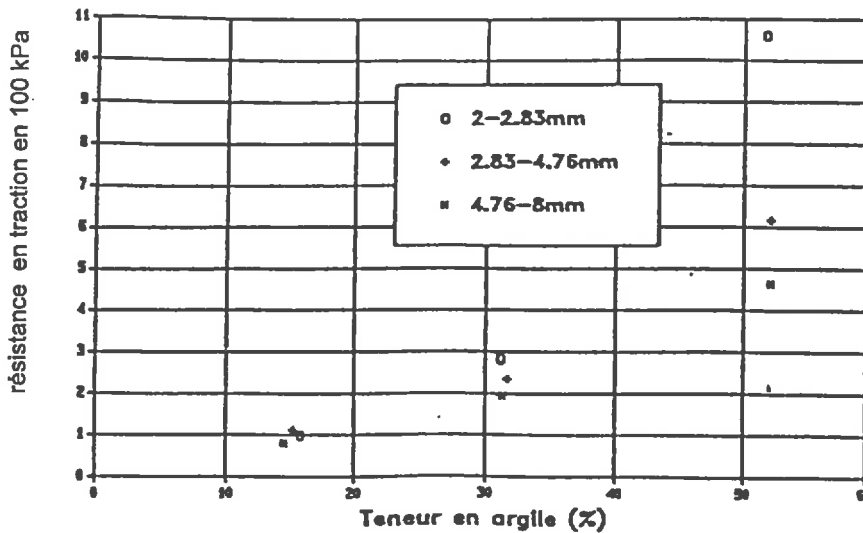


Figure 2.5 : Influence de la taille des agrégats sur leur résistance en traction (d'après Rogowski in Guérif, 1988c).

La perte d'élasticité de la matière organique rend le sol encore plus sensible à la compression (Guérif, 1988a). La valeur seuil de perte d'élasticité serait de 160 kPa pour la tourbe blonde (Monnier et Guérif, 1980).

Des observations précédentes (Beaudet, 1991) ont été réalisées en soumettant à un test oedométrique un limon argileux additionné de 20% en volume de tourbe brune (soit 13 % en poids de sol sec) ou de tourbe blonde (soit 5% en poids de sol sec). La tourbe augmente le tassement du sol mais a un effet bénéfique sur la valeur de l'indice de vide quelle que soit la pression appliquée de 25 à 500 kPa. Donc les tourbes interviennent par leur effet stérique en maintenant un espace poral dans le mélange comprimé.

### 2.1.3 Influence de la structure initiale de l'échantillon

La taille et la géométrie des agrégats du sol interviennent de façon significative dans ses déformations et notamment dans sa capacité à leur résister.

La résistance en traction des agrégats varie avec leur teneur en argile et en fonction de leur taille initiale (Rogowski et Kirkham, 1976 in Guérif 1988b). Les agrégats de 4,76 à 8 mm de diamètre seront plus déformables que les petits agrégats de 2 à 2,83 mm (figure 2.5) et rendent moins bien compte des propriétés d'assemblage des constituants du sol.

Hadas (1990) étudie cette même résistance en traction dans trois directions sur des agrégats isolés de 50,8 mm à moins de 2 mm de diamètre. Les agrégats de diamètre supérieur à 5,6 mm offrent tous une même résistance à la traction. Elle est plus faible que celle des agrégats de diamètre inférieur à 5,6 mm qui présentent une augmentation plus importante de leur densité sèche.

Pour s'affranchir des problèmes posés par la géométrie des agrégats, Guérif (1988b, 1988c) compare la résistance en traction d'agrégats d'un même sol obtenus par fragmentation. Certains sont arrondis par abrasion mécanique qui élimine les agrégats de moindre résistance. Les agrégats restants ont une meilleure moyenne de résistance à la traction.

Dans les essais de laboratoire, le mode de préparation des échantillons et le choix de leurs dimensions ont un rôle déterminant sur les résultats obtenus. Le niveau d'échelle est un facteur limitant dans l'interprétation des résultats.

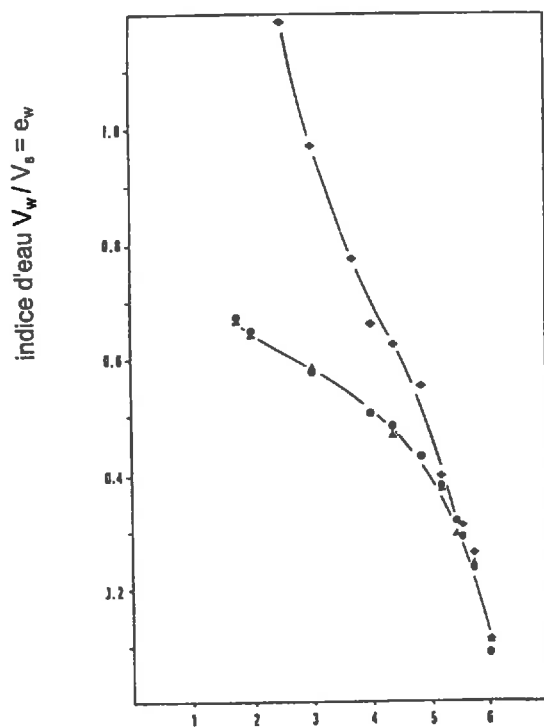


Figure 2.6 : Courbes de rétention en eau pour des échantillons de "pâte remaniée" ( $\diamond$ ), des mottes de dimension millimétrique (25-35 mm<sup>3</sup>;  $\Delta$ ) et centimétrique (2-5 cm<sup>3</sup>;  $\bullet$ ) provenant d'un horizon B argileux (d'après Bruand, 1986).

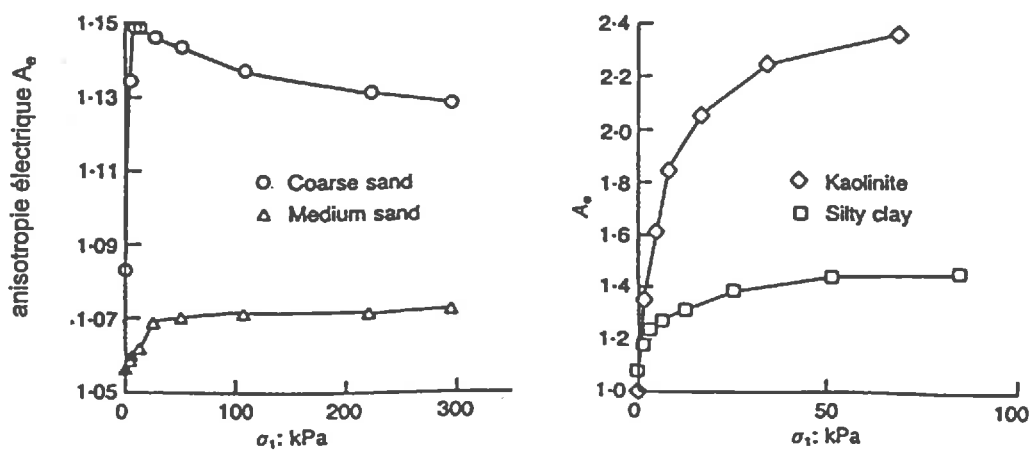


Figure 2.7 : Variation de l'anisotropie électrique durant une consolidation unidimensionnelle au laboratoire : (a) sables; (b) argiles (d'après Anandarajah et Kuganenthira, 1995).

L'agencement initial des particules sera un paramètre important du comportement élastique et plastique du sol soumis à une sollicitation. Bruand (1986) étudie le comportement sous sollicitation hydrique d'un même sol sous forme de mottes millimétriques, centimétriques ou de pâte remaniée (figure 2.6). L'histoire des échantillons soumis à une contrainte hydrique intervient dans leur comportement. Le matériau remanié présente de plus grandes variations de sa capacité de rétention en eau pour les faibles pressions.

Anandarajah et Kuganenthira (1995) déterminent, de façon non destructive, les variations de l'anisotropie de l'orientation initiale d'échantillons par des mesures de conductivités électriques verticales et horizontales. Pour des échantillons de sables et d'argiles soumis à une consolidation unidimensionnelle, le coefficient d'anisotropie électrique  $A_e = \sqrt{\frac{\sigma_h}{\sigma_v}}$  (avec  $\sigma_h$  = conductivité électrique horizontale et  $\sigma_v$  = conductivité électrique verticale) augmente très rapidement en début de consolidation (figure 2.7). Il atteint une valeur maximale qui est plus importante pour les argiles qui sont constituées de particules plates et allongées favorisant la conductivité électrique horizontale. Les particules arrondies et plus rigides du sable lui confèrent une conductivité électrique verticale plus importante.

Des essais au champ montrent qu'il est important de considérer la structure initiale du sol pour comprendre la réorganisation après le travail du sol (Papy, 1987 ; Manichon, 1988). Dans un sol agricole on distingue des zones riches en mottes fortement fragmentées et des zones avec des mottes de grand diamètre (décimétrique). Pour un compactage modéré, les mottes fortement fragmentées sont plus sensibles au tassement (Papy, 1987) mais le sol conserve un état fragmentaire (Coulomb *et al*, 1993). Un sol de structure massive au départ et compact avant labour aura après labour des grosses mottes et un état de fissuration plus important. Il présente de nombreux vides centimétriques qui sont défavorables à l'enracinement (Papy, 1987).

#### 2.1.4 Influence de la teneur en eau initiale

En génie civil, la plupart des essais de compression sont définis pour des échantillons de sol initialement saturés. Des chercheurs de plus en plus nombreux s'intéressent aux comportements des sols en fonction de leur teneur en eau initiale ou de la succion hydrique appliquée.

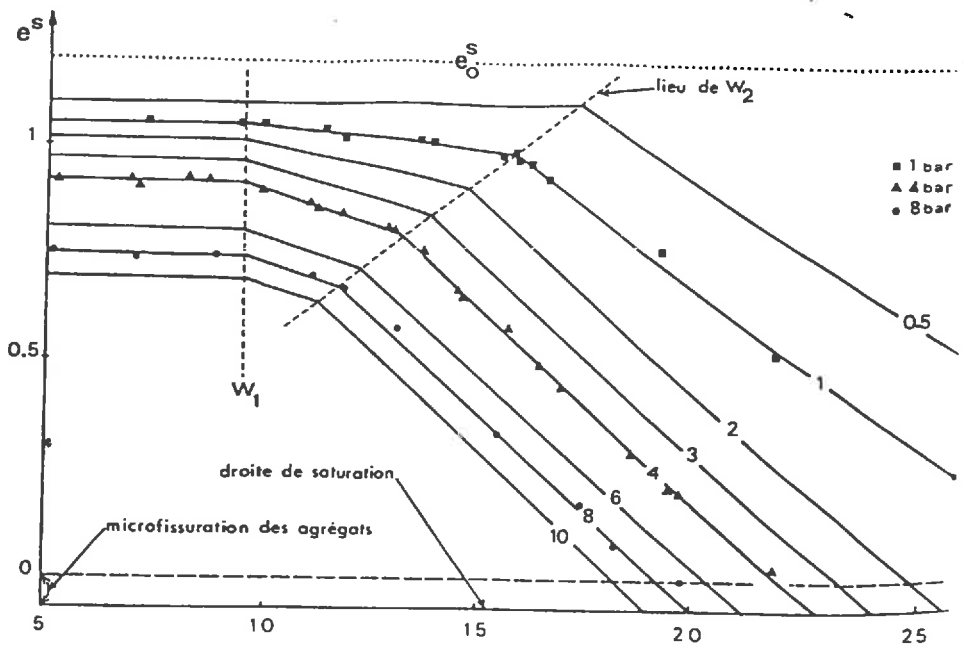


Figure 2.8 : Variation de  $e$  en fonction de la teneur en eau ( $W\%$ ) : effet de l'intensité de la charge (0.5 à 10 bars) (d'après Guérif et Faure, 1979).

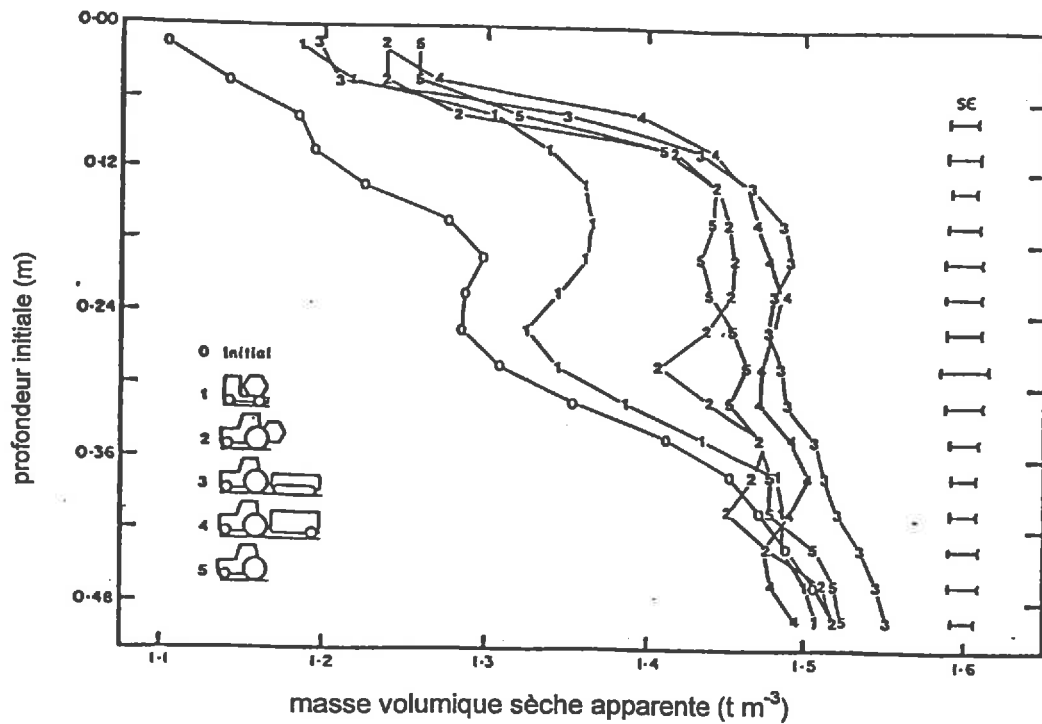


Figure 2.9 : Variation de la masse volumique sèche du sol sous la surface du sol en fonction du type d'engin : 1=87kPa, 2=162kPa, 3=163kPa, 4=261kPa, 5=138kPa (d'après Smith, 1987).

Pour un sol limono-argileux, la compactibilité varie avec la teneur en eau initiale et la pression appliquée. Indépendamment de la pression appliquée, le seuil hydrique de sensibilité au compactage est de 38% (Saini *et al*, 1984).

Nous avons montré précédemment (Beaudet, 1991) que dans le cas de fortes teneurs en eau (35 à 45%), la contrainte est d'abord transmise aux grains de solide qui se réarrangent rapidement jusqu'à saturation. Ensuite la pression est transmise par l'eau interstitielle qui est soumise à une surpression. Cette surpression passe par un maximum pour lequel le contact entre les agrégats est important mais leur intégralité n'est pas détruite. Quand une partie de l'eau est évacuée, la surpression disparaît et les agrégats subissent à nouveau la contrainte mécanique. L'eau a retardé le tassement.

Le potentiel initial de l'eau a un rôle important dans la réorganisation des matériaux argileux non saturés et soumis à des sollicitations mécaniques (Sala et Tessier, 1993). Des agrégats de limon argileux compressés mécaniquement offrent une meilleure résistance à la déformation quand leur potentiel hydrique initial passe de -0.2 à -4 kPa (Benjamin et Cruise, 1985).

Au cours d'essais oedométriques sur des sols agricoles, on constate pour des teneurs en eau initiale croissantes de 10 à 25%, quelle que soit l'intensité de pression appliquée :

- une augmentation de la masse volumique apparente sèche (Larson *et al*, 1980; Moussaï, 1993),
- une diminution du volume spécifique (O'sullivan, 1992),
- une diminution de l'indice de vide (Guérif, 1982 ; Guérif et Faure, 1979 ; Beaudet, 1991) et une modification de l'état du matériau (figure 2.8).

La teneur en eau initiale au moment de la sollicitation est responsable de l'amplitude de déformation des agrégats et il est difficile de séparer les effets dus à la structure de ceux liés à la teneur en eau.

## **2.1.5 Influence de la contrainte appliquée**

### **2.1.5.1 Influence de l'intensité de la contrainte**

Le choix d'un engin agricole aura une grande influence sur le profil de densité du sol et l'augmentation de celle-ci sera proportionnelle à la somme des chargements appliqués par les passages de roue successifs (figure 2.9) (Voorhees *et al*, 1986 ; Smith, 1987 ; Manichon, 1988).

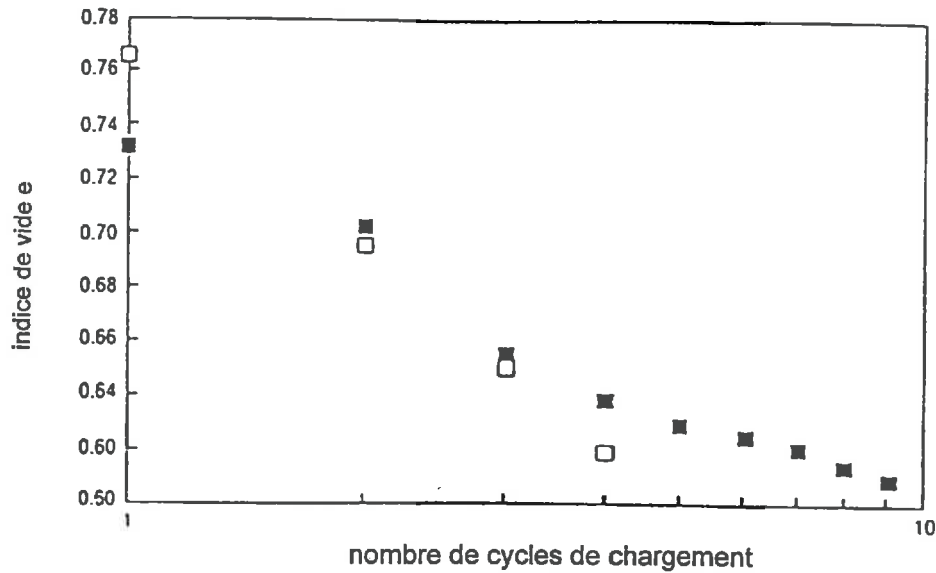


Figure 2.10 : Indice de vide pour la pression maximale durant chaque cycle de chargement d'un test de compression maximale : comparaison du modèle □ avec les résultats observés ■ (d'après Kirby, 1994).

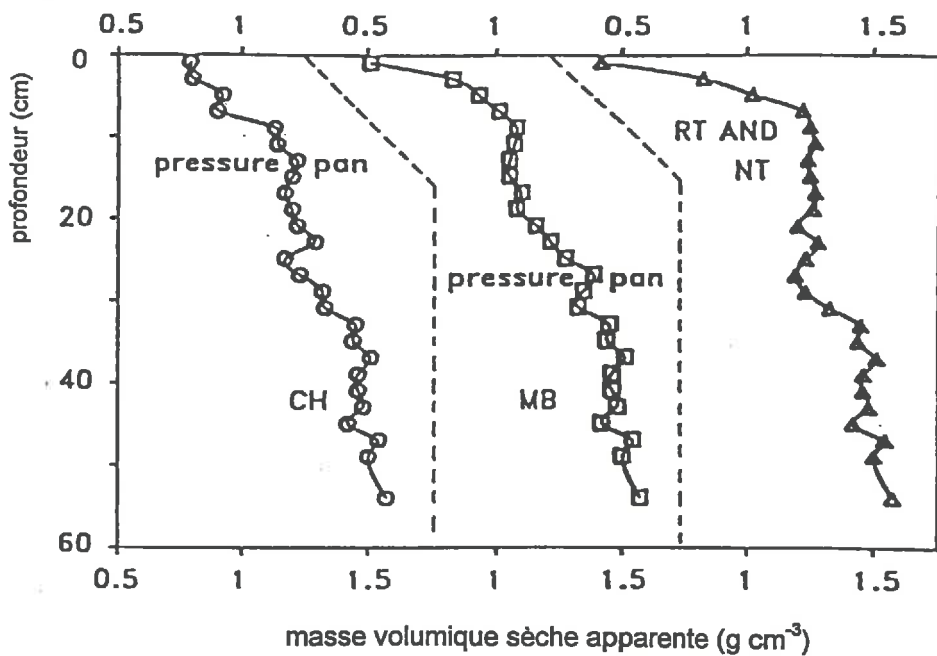


Figure 2.11 : Distribution de la masse volumique sèche en profondeur sous le rang pour quatre traitements du sol différents, plusieurs semaines après semis du maïs. CH= labour avec chisel, MB= labour avec charrue, RT=labour en billon, NT= semis direct (d'après Logdson *et al*, 1990).



Une solution pour limiter les dégâts des roues sur les propriétés des sols, consiste à augmenter la largeur des roues et à les gonfler à de très faibles pressions de 45 à 60 kPa ( Bondarev, 1990).

#### 2.1.5.2 Influence de la répétition d'une contrainte

L'accroissement du nombre de chargements (1 à 10) en un même point du sol augmente la densité sèche du sol (Moussaï *et al*, 1993) et diminue l'indice de vide (Kirby, 1994) comme le montre la figure 2.10. Une fois la contrainte supprimée, la reprise de volume du sol est souvent faible. Elle dépend de la teneur et de la nature de l'argile et de la présence de matière organique, notamment de la tourbe qui retourne rapidement vers son état initial (Koolen, 1987).

L'alternance de processus naturels tels que le gonflement et le retrait modifie les propriétés physiques des sols. Ainsi, au cours de cycles successifs d'humectation-dessiccation sur un sol limoneux, la taille des agrégats diminue et par conséquent la porosité totale diminue alors que le pourcentage de pores fins augmente (Semmel *et al*, 1990). La densité sèche augmente (Kuznetsova et Danilova, 1988) et la conductivité hydraulique diminue de 10 à 100 fois pour une application de 20 cycles (Semmel *et al*, 1990).

#### 2.1.5.3 Influence des opérations culturales

En agriculture, le choix des façons culturales sera déterminant dans la compression des sols. Ainsi de nombreux auteurs se sont intéressés à l'influence du travail du sol sur la réorganisation du sol et la modification de ses propriétés physiques. Certains étudient l'influence plus particulière sur la dégradation des sols de la technique d'irrigation (Sahel et Hanks, 1989), du système de semis (Stephens et Johnson, 1993), du type de culture (Wagger et Denton, 1989 ; Bauder et Brock, 1992) ou du gel et des précipitations (Unger, 1991 ; Chiang *et al*, 1993).

La figure 2.11 montre une évolution de la densité apparente sèche du sol en fonction de l'opération culturale choisie. Le labour donne au sol une bonne densité mais peut induire la formation d'une semelle (Logsdon *et al*, 1990). Le labour influence la distribution des macropores et la répartition des mottes (Papy, 1987 ; Hill, 1990 ; Coulomb *et al*, 1993). Il a un effet important sur la porosité structurale du sol et en particulier sur l'organisation intermottes (Derdour, 1993).

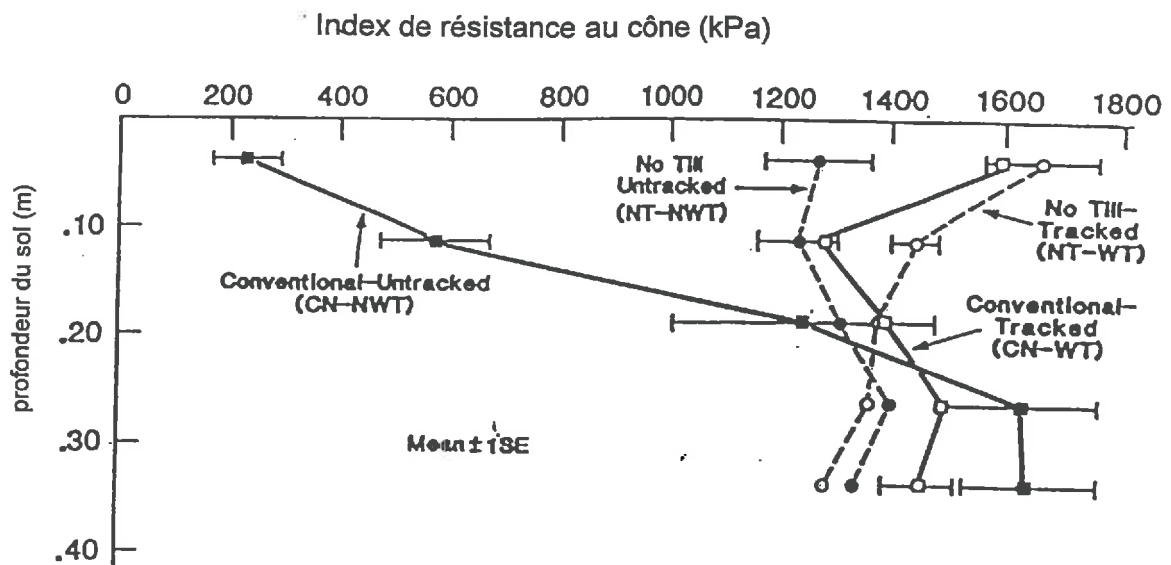


Figure 2.12 : Résistance au cône de pénétration sous le passage de roue (WT) et hors passage de roue (NWT) d'un limon argileux pour un travail du sol conventionnel (CT) ou sans travail (NT) (d'après Culley *et al*, 1987).

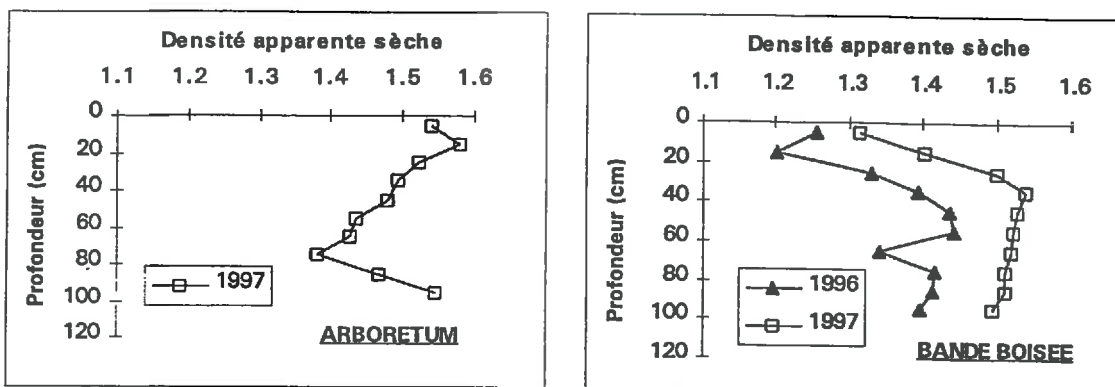


Figure 2.13 : Effet du matériel de mise en place sur la densité apparente sèche d'un sol installé en conditions sèches : pelle mécanique = parcelle Bande Boisée et benne = parcelle Arboretum (d'après Fradin, 1997).

La nouvelle organisation du sol après le labour dépend étroitement de l'état structural du sol avant le labour (voir paragraphe 2.1.2.3) (Papy, 1987 ; Coulomb *et al*, 1993).

Le trafic à un effet néfaste sur les propriétés physiques des 30 premiers centimètres du sol (Voorhees *et al*, 1986 ; Hamlett *et al*, 1990) qui sera encore décelable au bout de 3 ans de culture (Johnson, 1989 ; Lowery et Schuller, 1991). Sous le passage de roue la densité augmente (Hill et Meza Montalvo 1990) et s'intensifie avec le temps. Le volume de pore drainé (Wagger et Denton, 1989) et la conductivité hydraulique en saturé diminuent (Reicosky *et al*, 1981 ; Jorge *et al*, 1992) et la résistance à la pénétration augmente comme le montre la figure 2.12 (Culley *et al*, 1987 ; Lowery et Schuller, 1991).

Des travaux récents (Fradin, 1997) montrent que le choix de l'engin pour la reconstitution d'un sol urbain ou périurbain n'est pas anodin. Une reconstitution à la pelle mécanique confère à un limon sablo-argileux une masse volumique apparente sèche de  $1,4 \text{ Mg m}^{-3}$  meilleure que pour un déchargement direct de la benne du camion dans la fosse de plantation ( $1,5 \text{ Mg m}^{-3}$ ) (figure 2.13). L'humidité des matériaux au moment de la mise en place a un rôle prépondérant sur les futures propriétés du sol. Le sol précédent mis en place en conditions humides a une masse volumique apparente sèche de 1,5 contre  $1,3 \text{ Mg m}^{-3}$  pour une mise en place en conditions sèches (Fradin, 1997).

Les sollicitations ultérieures par piétinement et passages répétés d'engins d'entretien sur les sols reconstitués contribuent à la détérioration des propriétés physiques.

## **2.2 LES CONSEQUENCES DE LA DEFORMATION**

### **2.2.1 Modifications des propriétés physiques**

Les tests de laboratoire montrent que la compression fait subir à l'échantillon une forte réorganisation de son mode d'assemblage et une modification des propriétés physiques. La modification de structure due à la compression est faible pour des pressions inférieures à la pression de préconsolidation mais elle est importante et permanente pour des pressions supérieures à la pression de préconsolidation (Kirby, 1991).

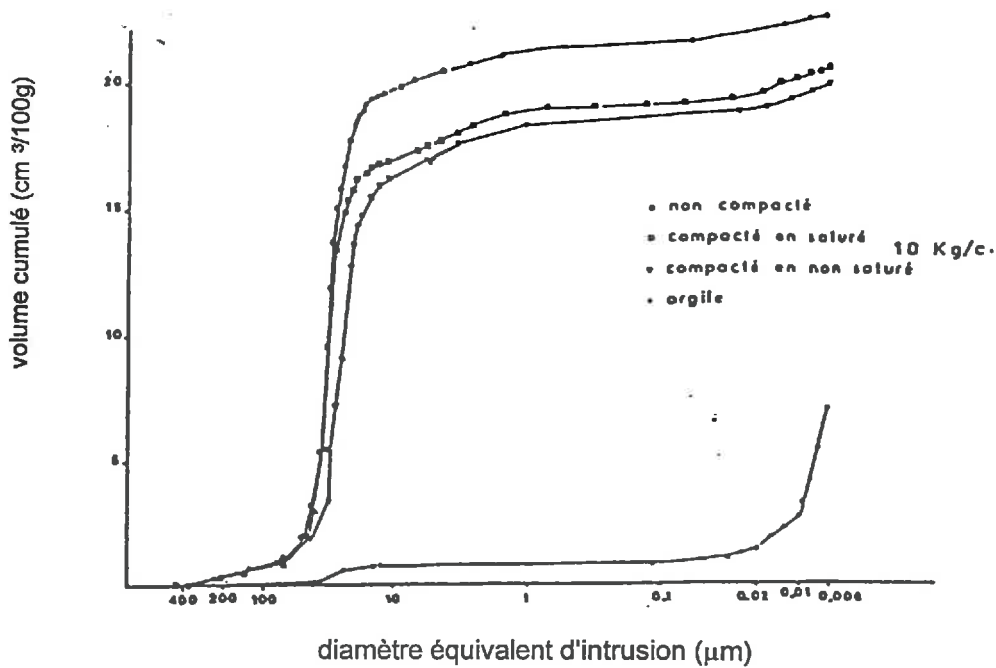


Figure 2.14 : Exemples de courbes d'intrusion de mercure obtenue avec les échantillons compactés et non compactés et le matériau argileux seul (d'après Fies et Zimmer, 1982).

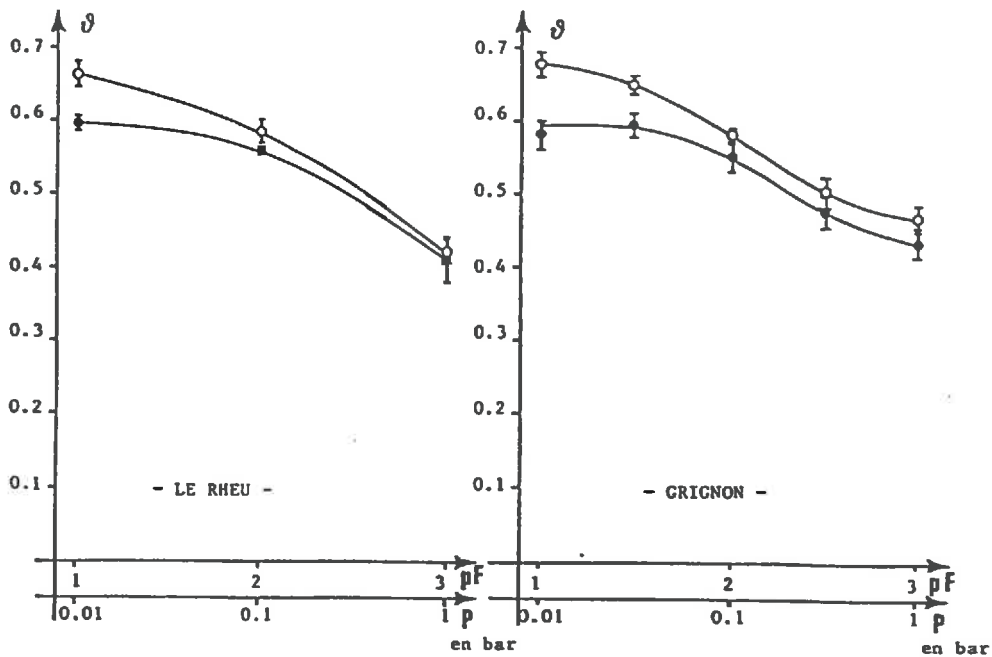


Figure 2.15 : Courbes de rétention en eau de deux types de mottes : O mottes à forte macroporosité  $\Gamma$  et ● mottes à macroporosité réduite  $\Delta$  (d'après Curmi, 1987).

### 2.2.1.1 Modifications de l'espace poral

La taille et la forme des pores sont modifiées par la compression.

Des échantillons de 15% d'argile et 85% de sable sont compressés à l'oedomètre. Des mesures de l'espace poral par porosimétrie à mercure (figure 2.14) montrent que la porosité totale a diminué pour des échantillons compactés à 10kgcm<sup>-2</sup>. En outre, cette diminution est plus forte pour un échantillon initialement non saturé en eau (Fies et Zimmer, 1982). Celui-ci présente une réduction importante des pores de gros diamètre compris entre 30 et 45 µm donc une modification de la distribution de la taille des pores. Au cours de la compression, ce sont les pores les plus gros qui sont comprimés les premiers (Griffiths et Joshi, 1990).

Le labour modifie la macroporosité du sol en augmentant le nombre de macropores (Hill, 1990). Il intervient sur la géométrie porale et perturbe la continuité porale (Roseberg et Mc Coy, 1992). Ainsi, un sol labouré présente souvent une perméabilité à l'air et à l'eau qui est inférieure à celle d'un sol non labouré.

### 2.2.1.2 Modifications de la capacité de rétention en eau

Une augmentation de la densité sèche diminue la macroporosité, augmente la microporosité et perturbe les mouvements de l'eau dans le sol (Reicosky *et al*, 1981). La figure 2.15 compare le comportement hydrique de mottes à forte macroporosité (non tassées) et à macroporosité réduite (tassées) d'un limon argileux. Les mottes à forte macroporosité, pour toutes les valeurs de contrainte hydrique, ont une capacité de rétention en eau plus forte (Curmi, 1987).

### 2.2.1.3 Modifications de la perméabilité

Les déformations de la structure du sol affectent la perméabilité (Kirby et Blunden, 1991) par une diminution de l'indice de vide et une augmentation de l'alignement des particules, ce qui crée un milieu plus tortueux pour la circulation des fluides (Logsdon *et al*, 1990).

Le trafic de véhicule réduit fortement (environ 10 fois) l'infiltration dans un sol argilo-limoneux (Ankeny *et al*, 1990), sablo-limoneux (Jorge *et al*, 1992), ou limoneux (Hamlett *et al*, 1990).

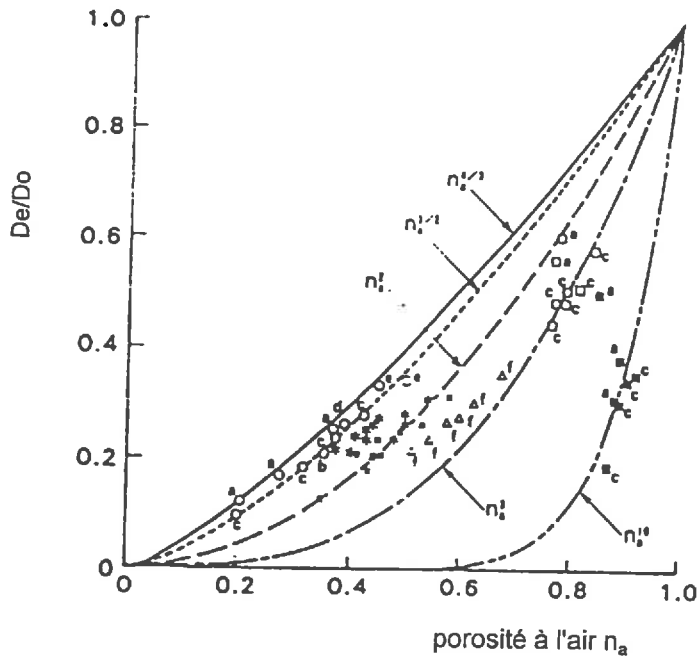


Figure 2.16 : Relations entre  $D_e/D_o$  et  $n_a$  porosité à l'air pour un sable sec et d'autres sols : (m)=sable (fines 0%); (\*)=sable ( $0 \leq \text{fines} < 15\%$ ); (#)=sable ( $15 \leq \text{fines} \leq 50\%$ ); ( $\Delta$ )= argile limoneuse; ( $\square$ )= kaolin; ( $\blacksquare$ )= mica (d'après Shimamura, 1992).

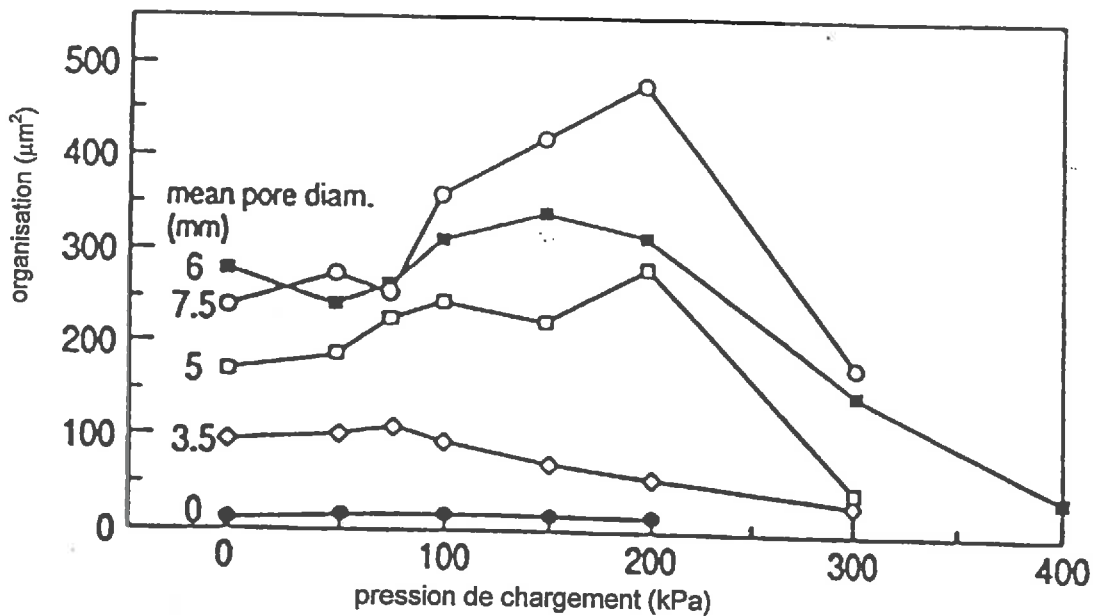


Figure 2.17 : Changement de l'organisation de structure macroporale avec la pression appliquée pour des échantillons avec des biopores de différents diamètres ou sans biopores (d'après Blackwell *et al*, 1990).

Les passages des engins en cours de culture réduisent d'au moins 60% la valeur de la conductivité hydraulique en-saturé dans les 10 premiers centimètres d'un sol sablo-limoneux (Meek *et al*, 1989).

#### 2.2.1.4 Modifications de la diffusion gazeuse

Erickson (1982 *in* Asady et Smucker, 1989) a étudié la diffusion gazeuse de l'oxygène dans les 30 premiers centimètres d'un sol argileux pour des valeurs de masse volumique apparente de 1,1 1,4 et 1,7 Mgm<sup>-3</sup>. La réduction de diffusion est la plus forte pour la densité de 1,7 Mgm<sup>-3</sup> et cette diffusion est inférieure à la valeur critique de 33  $\mu\text{gm}^{-2}\text{s}^{-1}$  dès -0,14m. Corrélativement la teneur en CO<sub>2</sub> augmente et exacerbe l'effet du compactage.

La diffusion gazeuse dépend de la nature du sol (Xu *et al*, 1992). Pour les sables, la diffusion diminue avec une augmentation de la teneur en fines particules inférieures à 75  $\mu\text{m}$  (Shimamura, 1992). Comme le montre la figure 2.16, le rapport entre le coefficient de diffusion gazeuse du sol  $D_o$  et la diffusion gazeuse dans l'atmosphère  $D_a$  est une fonction exponentielle décroissante de la porosité. Shimamura (1992) a montré que l'intensité de la pression appliquée sur l'échantillon et sa teneur en eau initiale n'interviennent pas dans la relation définie précédemment.

### **2.2.2 Modifications des propriétés agronomiques**

#### 2.2.2.1 Modifications des biopores

Nous avons vu que la compression affecte la géométrie porale et élimine les plus larges pores en premier. Cependant certains gros pores d'origine biologique (les galeries de vers de terre, les trous de vieilles racines) semblent capables de résister à la déformation (Kirby et Blunden, 1991).

Blackwell *et al* (1990) montrent que les biopores dans une argile limoneuse, dont le diamètre est compris entre 5,7 mm et 8 mm résistent bien jusqu'à des contraintes de 200 kPa et maintiennent une bonne porosité à l'air et une bonne perméabilité intrinsèque pour des contraintes supérieures (figure 2.17).

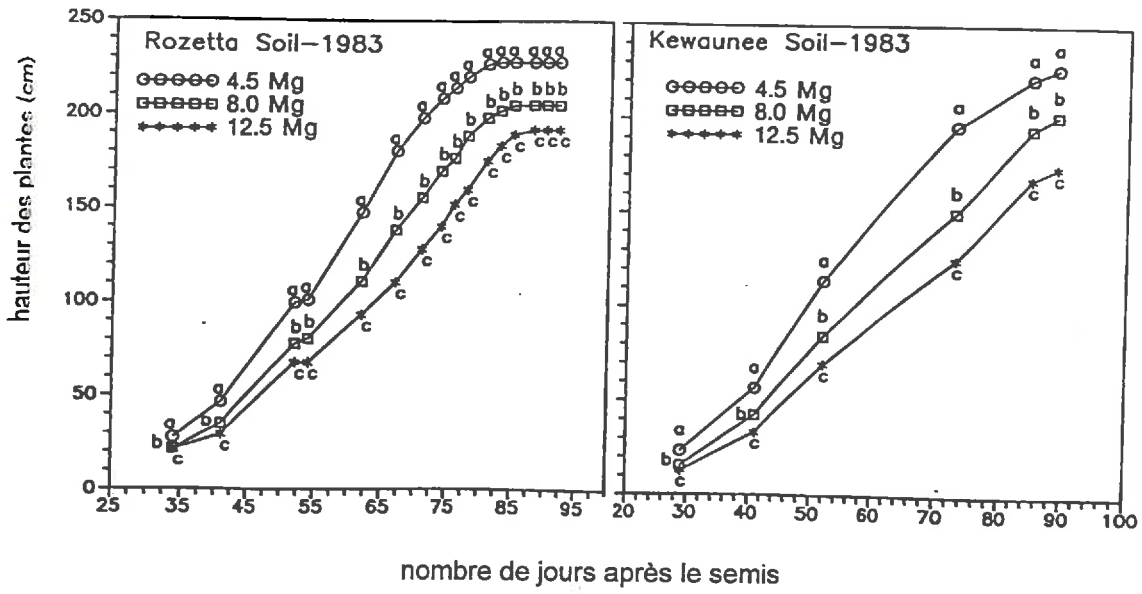


Figure 2.18 : Hauteur des plants de maïs en fonction du temps pour trois chargements (4,5 8 12,5 Mg) (d'après Lowery *et al*, 1991).



Sans biopore la perméabilité devient nulle pour une pression supérieure à 200 kPa. Des observations sur des pores de 1 à 2 mm de diamètre montrent que les dimensions porales sont peu modifiées par une pression inférieure à 50 kPa. Elles sont progressivement réduites pour une pression supérieure à 100 kPa.

L'orientation des biopores par rapport à la direction de la contrainte principale appliquée est importante. Les trous de racines parallèles à la direction de la contrainte résistent mieux que ceux faisant un angle de  $30^\circ$  avec cette direction (Blackwell *et al*, 1990). Donc, les pores des racines primaires sont plus stables que ceux des racines secondaires. Quand les racines meurent et se décomposent, les canaux racinaires devenus libres favorisent la circulation de l'eau (Meek *et al*, 1992).

Une activité récréative et de campement en forêt dégrade la surface du sol et élimine plus de 60% des macropores (300 à 3000  $\mu\text{m}$ ), et augmente la densité sèche de 34% (Monti et Mackintosh, 1979).

#### 2.2.2.2 Modifications du développement racinaire

La compaction du sol diminue son aération, augmente sa résistance mécanique donc limite la longueur et la densité racinaire (Wiecko *et al*, 1993) et les fonctions racinaires (Asady et Smucker, 1989). Le développement racinaire est fortement inhibé par une résistance à la pénétration du sol de 2.5 MPa (Jorge *et al*, 1992) ou pour une masse volumique apparente sèche supérieure à  $1,7 \text{ Mgm}^{-3}$  (Monti et Mackintosh, 1979).

#### 2.2.2.3 Modifications du rendement

L'étude de l'influence du trafic des différentes opérations culturales (10 passages) réalisées sur une culture de luzerne montre qu'il peut réduire de 10 à 17% le rendement d'une culture par rapport à un système de production sans trafic (Meek *et al*, 1989).

Ainsi, en sol argileux, le rendement de la betterave à sucre, de l'oignon et de la pomme de terre est plus élevé de 8% pour une culture sans trafic par rapport à un trafic exerçant une pression au sol de 300 kPa.

Une pression de roue au sol de 187 kPa et 275 kPa réduit la hauteur des plantes de maïs (à maturité de récolte) respectivement de 13 à 26% (figure 2.18) (Lowery et Schuler, 1991). En conséquence, le rendement peut être réduit de 4 à 43% par la compaction en fonction du type de sol.

### **2.3 CONCLUSION**

L'ensemble de ces travaux montre la forte sensibilité des sols à la compression notamment en fonction de leur teneur en eau. La matière organique mélangé au sol joue un rôle important dans sa résistance à la compression.

Le tassement anthropique des sols a des conséquences néfastes pour le développement des végétaux. Dans les aménagements paysagers, la modification structurale des sols est souvent négligée alors qu'elle se produit dès l'extraction et le stockage de la terre. Les conditions de mise en place de la terre dans les trous de plantation ont une influence très significative sur les propriétés ultérieures du sol. L'homme doit, à tout moment, trouver des solutions palliatives aux tassements induits par des chargements répétés (pneumatiques basse pression, décompactage, mélange de matière organique, labour ...).

## CHAPITRE 3

### PROCOLES EXPERIMENTAUX

L'étude réalisée a pour objectif d'évaluer le comportement mécanique d'un limon-argileux seul ou en mélange avec de la tourbe et qui a subi des remaniements importants. Les échantillons ont été soumis à des cycles de chargements répétés qui tentaient de reproduire les sollicitations successives et de courte durée que subit un sol urbain ou périurbain. Les effets de la compression, de l'ajout de tourbe et de l'humidité initiale du matériau sont étudiés sur la porosité (indice de vide) et la résistance à la compression.

#### 3.1 MATERIAUX

##### **3.1.1 Limon argileux de Villecresnes.**

###### 3.1.1.1 Origine et préparation

Nous avons choisi de travailler avec un matériau limono-argileux, que l'on trouve en abondance dans le Bassin Parisien. Il a constitué pendant longtemps un matériau de référence pour les pédologues et les agronomes sous l'appellation « horizon B de Versailles ». Le chapitre 2 montre que la majorité des résultats obtenus sur la compression des sols concerne des horizons limoneux ou limono-argileux.

Les limons du bassin de Paris constituent une réserve de sol immense pour tous les aménagements paysagers de la région parisienne qui sont les grands consommateurs de « terre végétale » (1 million de mètre cube par an).

Le limon argileux est prélevé dans les trente premiers centimètres d'un sol brun lessivé (CPCS, 1967) ou Néoluvisol (Jamagne, 1995) à Villecresnes au sud-est de Paris sur le chantier TGV Est. Ce sol utilisé pour des grandes cultures céréalières est décapé et mis en tas de stockage de deux mètres d'épaisseur avec des engins de terrassement.

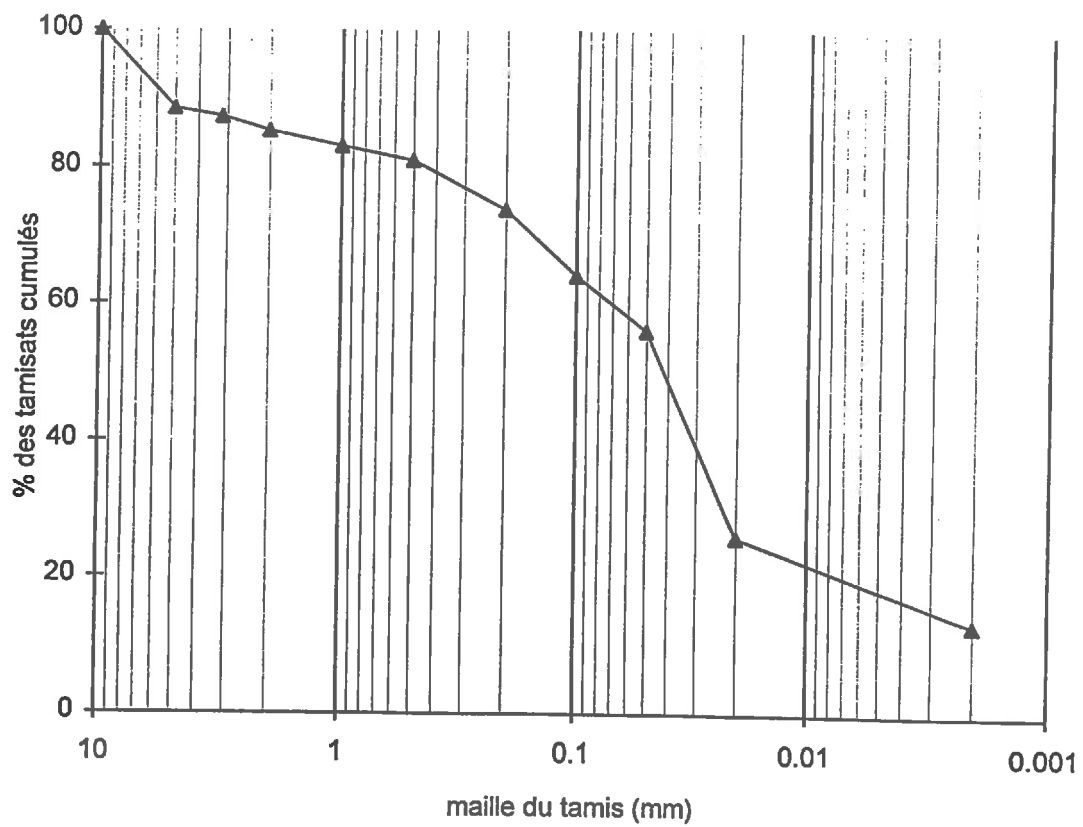


Figure 3.1 : Courbe granulométrique du limon argileux de Villecresnes.

Afin de reproduire les conditions de chantier d'un aménagement d'espace vert, nous avons prélevé le sol à la pelle mécanique dans un tas de stockage. Le sol a été ensuite transporté en camion à 350 kilomètres du lieu de prélèvement, broyé avec un rotavator puis tamisé à travers une grille de maille 20 mm.

### 3.1.1.2 Caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques

Les caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques du matériau sont notées dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1 : Caractéristiques du limon argileux de Villecresnes

#### Caractéristiques physiques

cailloux (g/kg) 3,15-10 mm	graviers (g/kg) 2-3,15 mm	terre fine (g/kg) < 2 mm	masse volumique réelle $\rho_s$ g / cm <sup>3</sup>	calcaire total (g/kg)
127	20	850	2,55	7
argiles (g/kg) <0,002 mm	limons fins (g/kg) 0,002-0,02mm	limons grossiers 0,02-0,05 mm	sable fins (g/kg) 0,05-0,2 mm	sables grossiers 0,2-2 mm
190	180	440	120	40

#### Caractéristiques chimiques

matière organique (g/kg)	C (g/kg)	N (g/kg)	C/N	pH (1/2.5 massique)	conductivité électrique (10 <sup>-3</sup> Sm <sup>-1</sup> ) (1/5 massique)
22	8,03	0,28	28,67	eau 6,64 Kcl 5,79	24,4

#### Caractéristiques mécaniques (Limites d'Atterberg)

limite de liquidité $W_L$ (g/kg)	limite de plasticité $W_P$ (g/kg)	Indice de plasticité $I_P$
261,5	209,4	5,21

La teneur en éléments grossiers (supérieurs à 2mm) est de l'ordre de 15%. Les résultats sont représentés sur une courbe granulométrique (figure 3.1). L'analyse granulométrique de la terre fine (inférieure à 2 mm) nous permet de classer ce sol comme un limon argileux (GEPPA *in* Baize, 1988). Le limon a une masse volumique sèche de  $1.15 \times 10^3 \text{ kgm}^{-3}$ .

Les limites d'Atterberg (limite de liquidité  $w_L$  et limite de plasticité  $w_P$ ) permettent de préciser que ce limon argileux est peu plastique car son indice de plasticité  $I_P$  est faible.

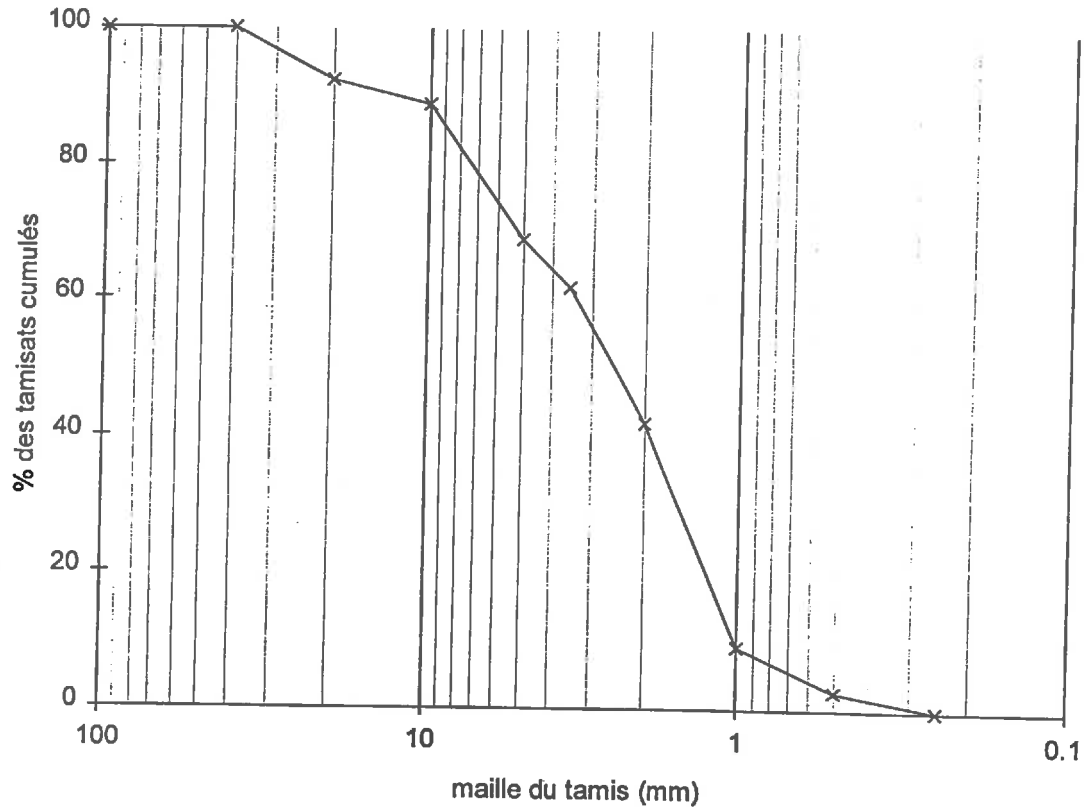


Figure 3.2 : Courbe granulométrique de la tourbe blonde estonienne.

Une analyse aux rayons X de la fraction argileuse montre la présence de minéraux mal cristallisés. Elle serait composée de 40 à 50% de kaolinite, 10 à 20% d'illite et 40% d'un mélange interstratifié d'illite-smectite et de smectite. La proportion d'argile gonflante de type smectite est inférieure à 40% et confère au matériau une faible plasticité.

### 3.1.2 Matière organique : tourbe blonde

La matière organique est choisie pour sa structure fibreuse. On utilise une tourbe blonde fibreuse de sphaignes, originaire des Pays Baltes de masse volumique sèche  $0.102 \times 10^3 \text{ kgm}^{-3}$ . La figure 3.2 montre la distribution granulométrique des particules de tourbe.

La masse volumique réelle de la tourbe blonde est déterminée au pycnomètre avec de l'éther de pétrole (Blake et Hartge, 1986).

Tableau 3.2 : Caractéristiques de la tourbe de sphaignes d'origine balte

pH (1/1.5 volumique)	conductivité électrique ( $10^{-3} \text{ Sm}^{-1}$ ) (1/1.5 volumique)	masse volumique réelle $\rho_s$ $10^3 \text{ kg m}^{-3}$
eau 4,2	12	1,58

### 3.1.3 Réalisation des mélanges

Des essais précédents (Beaudet, 1991) ont été réalisés à l'oedomètre qui imposait une taille d'agrégats inférieure à 5 mm (Méthodes d'essai LPC, 1985). Les agrégats terreux et de tourbe blonde avaient alors été tamisés à sec entre 2 et 3,15 mm. Ces petites dimensions ne rendent compte en aucun cas des mélanges réalisés en conditions professionnelles lors d'aménagements paysagers.

Nous avons choisi ici de tamiser le matériau terreux à 15 mm et de ne pas modifier la granulométrie de la tourbe blonde après sa préparation par le fabricant. Le limon argileux est mélangé avec 20% ou 40% en volume de matière organique. Le tableau 3.3 donne les pourcentages de matière organique sèche mélangée en fonction du poids de terre séchée à 105°C, les masses volumiques sèches et les nomenclatures adoptées dans la présentation des résultats pour les mélanges.

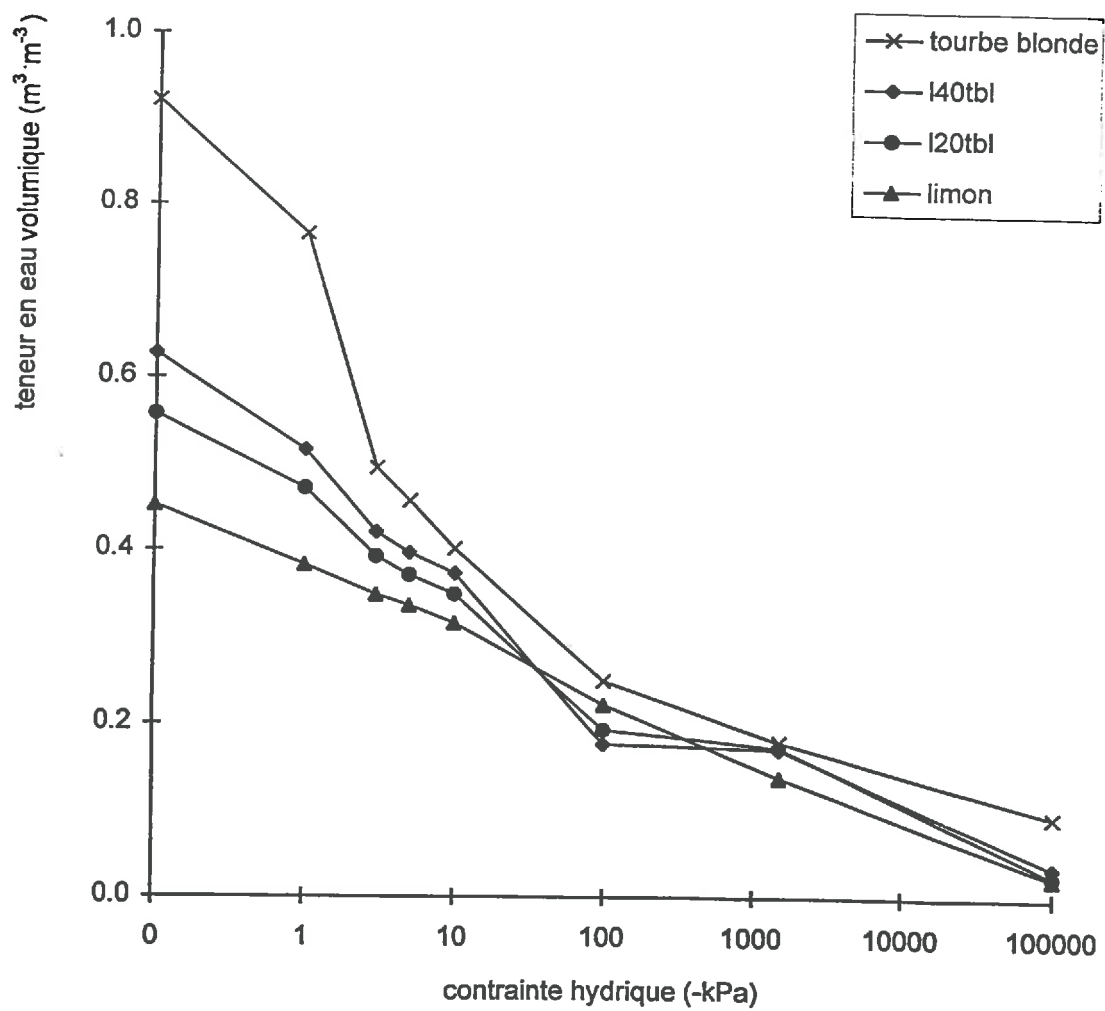


Figure 3.3 : Courbes de capacité de rétention en eau des matériaux.



Tableau 3.3 : Les proportions et nomenclatures des mélanges.

% volumique de tourbe dans le mélange	20	40
% pondéral de tourbe par rapport au poids de terre limoneuse séchée à 105°C	2,8	5,6
masse volumique sèche à 105°C ( $10^3 \text{ kg m}^{-3}$ )	1.06	0.88
notation des mélanges	I20tbl	I40tbl

Les mélanges sont réalisés dans une bétonnière avec des matériaux légèrement humides (teneur en eau volumique de 10%) pour obtenir une répartition plus homogène des différents constituants. En effet, la tourbe blonde fibreuse une fois séchée à l'air ne récupère après réhumectation que 60% de ses capacités de rétention en eau. Une augmentation de la macroporosité est observée pour la tourbe blonde et serait due à un réarrangement des fibres grossières (Valat, 1989).

#### 3.1.4 Caractéristiques hydriques des produits purs et de leurs mélanges

La capacité de rétention en eau est déterminée par la méthode du bac à sable (De Boodt *et al*, 1974) pour les potentiels de l'eau de -1 à -10 kPa ( $pF=1$  à  $pF=2$ ), avec la marmite à pression de Richards (1947) pour les potentiels de l'eau de -100 à -1600 kPa ( $pF=3$  à  $pF=4,2$ ).

Les résultats obtenus pour les différentes contraintes hydriques appliquées sont représentées sur une courbe de teneur en eau volumique  $\theta$  en fonction de la contrainte hydrique appliquée (figure 3.3).

Pour les produits purs, la porosité totale est de l'ordre de 90% pour le tourbe de sphaigne et de 45% pour le limon argileux de Villescrenes. Pour un potentiel hydrique de -1kPa, la tourbe conserve encore une teneur en eau volumique de 76% tandis que le limon a une teneur en eau volumique de 48%. Ces résultats de la tourbe blonde sont liés à la taille, la forme et l'organisation des pores. La tourbe de sphaignes retient de l'eau à différents niveaux structuraux. Cette eau est libérée progressivement quand la valeur du potentiel hydrique augmente (Valat, 1989). Pour des potentiels de l'eau entre -1kPa et -10kPa, la tourbe blonde libère l'eau située entre les fibres végétales (rameaux et feuilles) ; entre -10kPa et -100kPa, l'eau est libérée par les cellules spécifiques des feuilles de sphaigne : les hydrocystes. Pour un potentiel hydrique supérieur à -100kPa, l'eau provient de l'imprégnation des tissus et des particules fines issues de la décomposition.

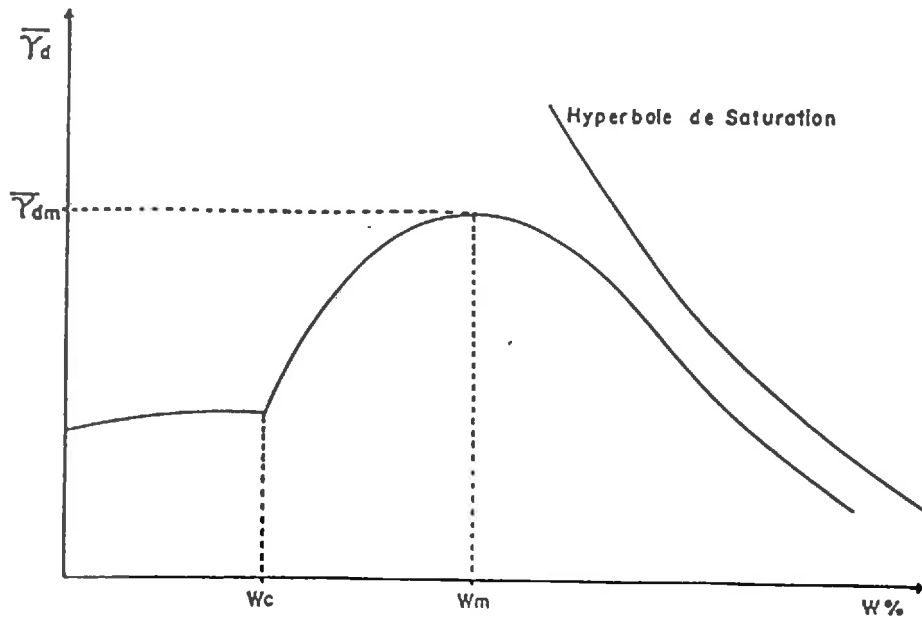


Figure 3.4 : Courbe Proctor d'après Faure, 1978 in Guérif, 1982.

Dans les mélanges, la tourbe améliore la porosité totale et la capacité de rétention en eau par rapport au limon seul. Le mélange à 40% de tourbe a une plus forte capacité de rétention en eau que celui à 20% de tourbe. A partir de -10kPa, la pente des courbes de rétention en eau des différents mélanges est la même que celle du limon seul.

### **3.2 COMPRESSION DES ECHANTILLONS**

Les produits purs et leurs mélanges sont soumis à trois tests de compression afin de pouvoir comparer les chemins de déformations statiques et dynamiques.

#### **3.2.1 Compression dynamique**

Une compression dynamique est appliquée par l'essai Proctor normal (Norme Française, NF P94-093).

- Le matériau est séché à l'air, humecté à 5 teneurs en eau différentes avec une attente de 48 heures pour une mise à l'équilibre de l'humidité de l'échantillon.

- Le matériau est mis en place en trois couches successives dans le moule Proctor qui reçoivent une énergie de compactage de  $0.59 \text{ KJ dm}^{-3}$  par une dame qui tombe 25 fois d'une hauteur donnée. Le matériau est arasé dans le moule en supprimant la réhausse.

- Pour chaque état d'humidité initial, une valeur de densité apparente est calculée.

- Sur la courbe de densité sèche en fonction de la teneur en eau pondérale (figure 3.4) apparaît le point de densité apparente maximale, appelé optimum Proctor.

Faure (1978, *in* Guérif 1982) détermine sur la courbe Proctor plusieurs valeurs caractéristiques de teneur en eau :

$W_c$  = seuil hydrique de sensibilité au compactage

$W_m$  = teneur en eau du maximum de compacité

et trois états de comportement du sol en fonction de sa teneur en eau :

1 -  $W < W_c$  : la densité sèche varie peu, il se produit un concassage des agrégats.

2 -  $W_c < W < W_m$  : la densité sèche est une fonction croissante de  $W$ . La pente de la courbe traduit le rôle de lubrifiant de l'argile dans l'arrangement des grains.

3 -  $W > W_m$  : les vides du matériau sont remplis d'eau incompressible et la densité apparente sèche décroît linéairement.



### 3.2.2 Compression statique

#### 3.2.2.1 Préparation des échantillons

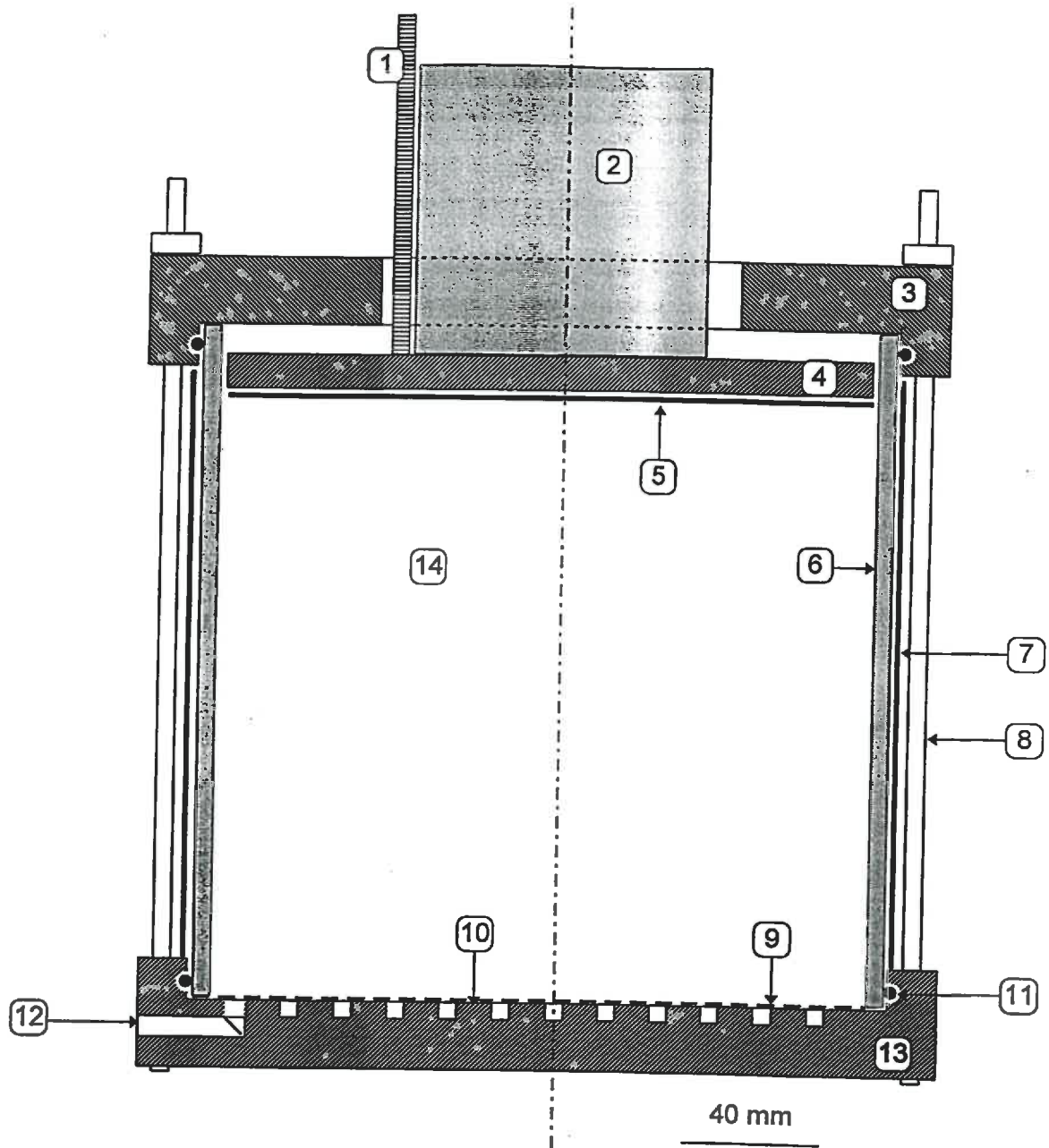
Pour les essais de compression, nous avons fabriqué une cellule dont les dimensions ont permis de travailler avec des agrégats inférieurs ou égaux à 15 mm. La cellule de forme circulaire est découpée dans un tube en plexiglas (polyméthacrylate de méthyle). On peut penser que cette matière limite les frottements sur les parois. Elle est fermée à la base par une toile métallique de maille 100 $\mu$ m. Les dimensions de la cellule sont les suivantes : 200 mm de hauteur, 190 mm de diamètre interne, parois de 5 mm d'épaisseur.

Le matériau est humecté avec un pulvérisateur au cours du remplissage de la cellule jusqu'à obtention de la teneur en eau souhaitée. Ensuite la cellule est enfermée dans un sac plastique hermétique pendant au moins 48 heures pour permettre une mise en équilibre de la teneur en eau dans l'échantillon (O'Sullivan, 1992).

Les matériaux sont préparés à différentes teneurs en eau volumique initiale : 0,15 0,25 0,35 et 0,45 ( $\pm 0,03$ )  $m^3 m^{-3}$  qui sont fixées pour le limon par les valeurs de potentiel de l'eau lues sur la figure 3.3 et respectivement de : -1000, -50, -3 et -1 kPa. Si on suppose que les teneurs en eau retenue par la phase minérale et la phase organique sont additives, la quantité d'eau apportée permet d'avoir pour chaque matériau la même teneur en eau que la phase minérale. La teneur en eau pondérale initiale des différents produits est notée dans le tableau 3.4.

Tableau 3.4 : Caractéristiques initiales des échantillons avant compression.

		humidité volumique initiale recherchée pour la phase minérale ( $m^3.m^{-3}$ )									
		sec air	0.15		0.25		0.35		0.45		
		humidité volumique initiale mesurée ( $m^3.m^{-3}$ )									
matériaux	$\rho_s$ ( $g.cm^{-3}$ )	moy	max min	moy	max min	moy	max min	moy	max min	moy	max min
limon	2.55	0.028	0.029 0.028	0.142	0.140 0.137	0.246	0.252 0.240	0.376	0.390 0.368	0.458	0.465 0.450
I20tbl	2.53	0.03	0.031 0.029	0.191	0.194 0.187	0.255	0.261 0.250	0.349	0.357 0.343	0.449	0.453 0.445
I40tbl	2.50	0.033	0.034 0.032	0.184	0.190 0.181	0.304	0.320 0.289	0.373	0.411 0.342	0.451	0.462 0.439
tourbe	1.58	0.108	0.107 0.112	0.141	0.137 0.148			0.361	0.351 0.373	0.558	0.532 0.585



- 1 - extensometre
- 2 - piston machine test
- 3 - couvercle en aluminium
- 4 - plateau de compression
- 5 - papier filtre
- 6 - moule en plexiglas
- 7 - chemise en aluminium

- 8 - tige en métal
- 9 - toile métallique 100  $\mu\text{m}$
- 10 - support rainuré
- 11 - joint torique
- 12 - trou de drainage
- 13 - embase en aluminium
- 14 - échantillon

Figure 3.5 : Moule de compression contenant la cellule en plexiglas et mode d'application de la contrainte.

### 3.2.2.2 Appareillage

Une fois à l'équilibre, les échantillons humidifiés dans les cellules en plexiglas<sup>®</sup> sont placés dans un moule en aluminium dont la déformation est négligeable lors de la compression (figure 3.5). Il est constitué d'une embase rainurée et munie d'un orifice pour permettre le drainage libre de l'eau contenue dans l'échantillon ; d'une chemise en aluminium glissée autour de la cellule pour éviter sa rupture aux fortes sollicitations ; d'un couvercle de forme identique à l'embase et percé pour le passage du piston. L'embase et le couvercle sont reliés par six tiges filetées qui assurent la rigidité du système. L'étanchéité entre la cellule et les différentes parties du moule est assurée par des joints toriques.

Avant de poser le plateau de compression en aluminium (1 cm d'épaisseur, contrainte de 0,28 kPa) entre le matériau et le couvercle du moule, la surface de l'échantillon est recouverte d'un papier filtre pour limiter les phénomènes d'adhérence et laisser le plateau libre de tout mouvement. L'eau peut circuler entre le plateau et la paroi de la cellule.

La compression des échantillons est réalisée avec une machine universelle d'essais (figure 3.6) (Modèle DY 38 de MTS Systems S.A., Evry sur Seine) munie d'un capteur de pression de 50 kN de résolution 10 N et une précision de 0,1% de la pleine échelle du capteur. Un extensomètre permet des mesures de déplacement de 6 à 600 mm avec une résolution de 0.01 mm et une précision de 0,1%. La machine est pilotée automatiquement par le logiciel Autotrac 6 série 30 (développé par MTS Systems S.A., Evry sur Seine) dans lequel on programme l'essai à réaliser. L'ordinateur enregistre à pas de temps programmés les données à acquérir.

Les matériaux reçoivent des contraintes de chargements statiques d'intensité définie par l'intermédiaire du piston de la machine qui vient s'appuyer sur le plateau de compression. Ce plateau est muni d'une tige filetée qui est reliée par un bras mobile au capteur de déplacement (extensomètre). Le plateau reste en permanence au contact de l'échantillon pendant la réalisation de l'essai et exerce par son propre pas une contrainte de 0,28 kPa (figure 3.5). Ce contact permanent permet une connaissance en continue de la hauteur de l'échantillon durant les essais.

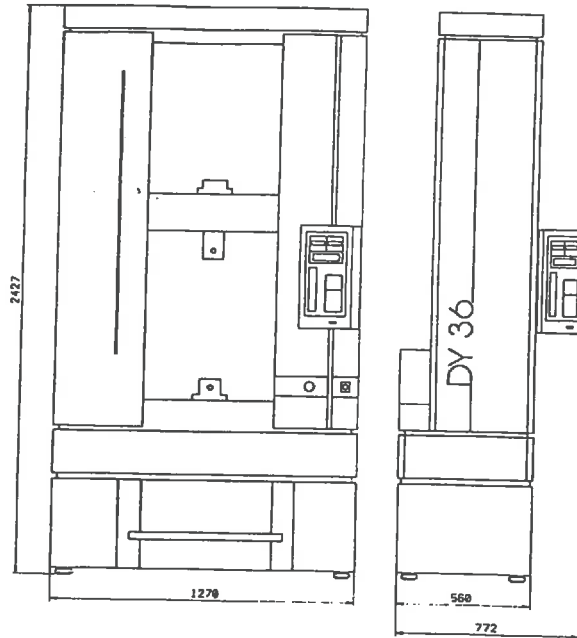


Figure 3.6 : Schéma de la machine universelle de compression.

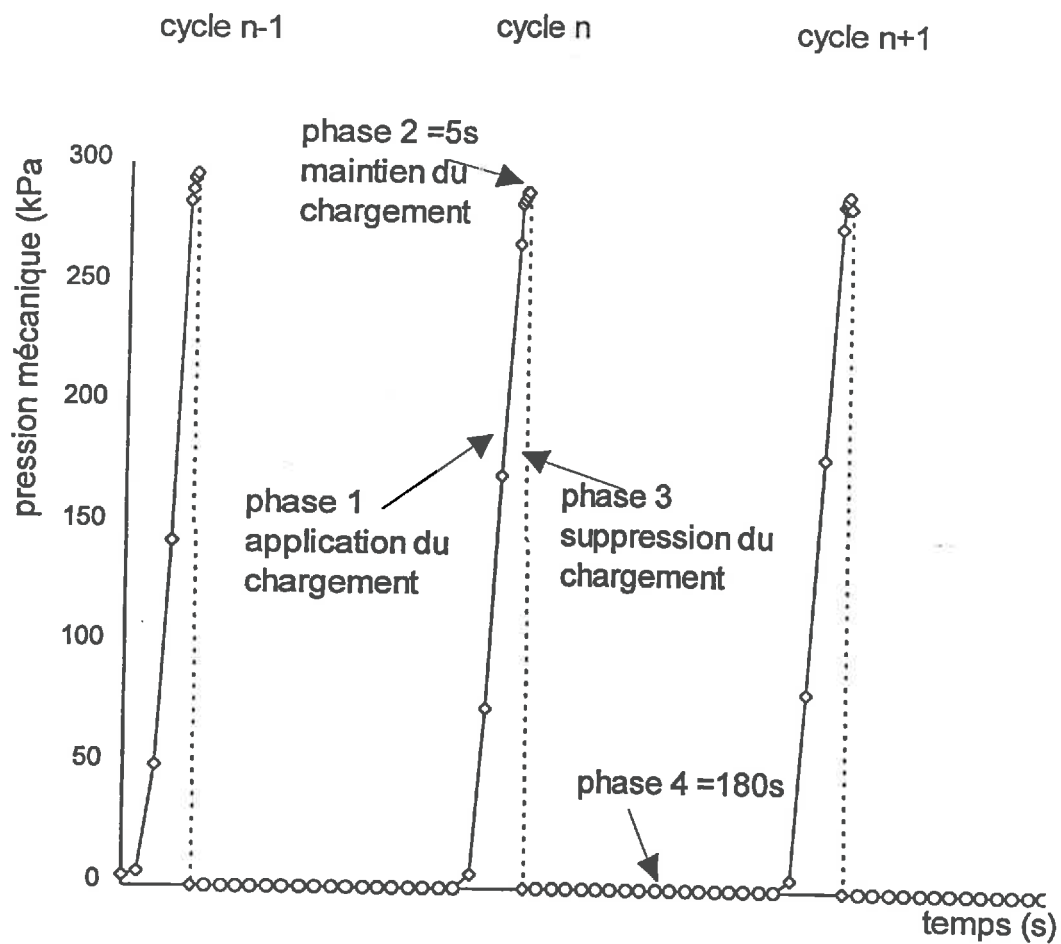


Figure 3.7 : Les différentes phases du cycle de compression



### 3.2.2.3 Essai de cyclage par des chargements répétés

On essaye de reproduire les sollicitations successives subies par un sol urbain ou périurbain. La durée de chargement doit être la plus brève possible afin de reproduire le passage d'une roue d'un engin mécanique ou d'un piéton.

Le tableau 3.5 montre les choix de différents auteurs pour la durée de chargement en fonction des essais réalisés au laboratoire. La colonne 2 indique le temps réel de contact de la roue du véhicule sur le sol en fonction de sa vitesse. La dernière colonne précise l'échelle des pressions parcourues.

Tableau 3.5 : Les essais de compression repérés dans la bibliographie.

Auteurs	durée de chargement	vitesse du vehicule ou du piston	pression des essais
Larson <i>et al</i> (1980)	30 mn		1-1000 kPa
Guérif (1982)	1mn et 4h	contact 1/25s v= 0.8 m/s	1-1000 kPa
Koolen (1987)	0.3 s	contact 0.6s v= 5.4 km/h	
Voorhees <i>et al</i> (1986)		v= 5km/h	150-200 kPa
Papy ( 1987)	20 s	contact 0.3s v= 4km/h	150-225 kPa
Coulon (1988)	2 mn		25-600 kPa
Dexter <i>et al</i> (1988)	30 s		18-187 kPa
Horn (1989)		v piston= 0.1à 0.01mm/mn	150 kPa
Lebert et Burger(1989)	1 s et 5 mn	v= 7.7 km/h	
Blackwell <i>et al</i> (1990)	30 s		50-400 kPa
Kirby (1991)	30 s		
Moussaï (1993)	60 mn	v piston =1.3 MPa/mn	500-2500 kPa
Paute <i>et al</i> (1994)	3 s		300 kPa

Chaque échantillon subit une série de cycles successifs, d'intensité constante, comportant les phases suivantes (figure 3.7) :

- phase 1 : application de la charge jusqu'à atteindre la pression recherchée. Sept niveaux de pression : 30, 60, 100, 200, 300, 400, et 500 kPa seront appliqués pour chaque échantillon. La période d'acquisition des données est de 10 secondes. Les pressions exercées sont du même ordre que : la pression d'un homme (30 kPa), une chenille de boteur (100 kPa), une roue de tracteur (50 à 300 kPa), une dent de sous-soleuse (550 kPa),

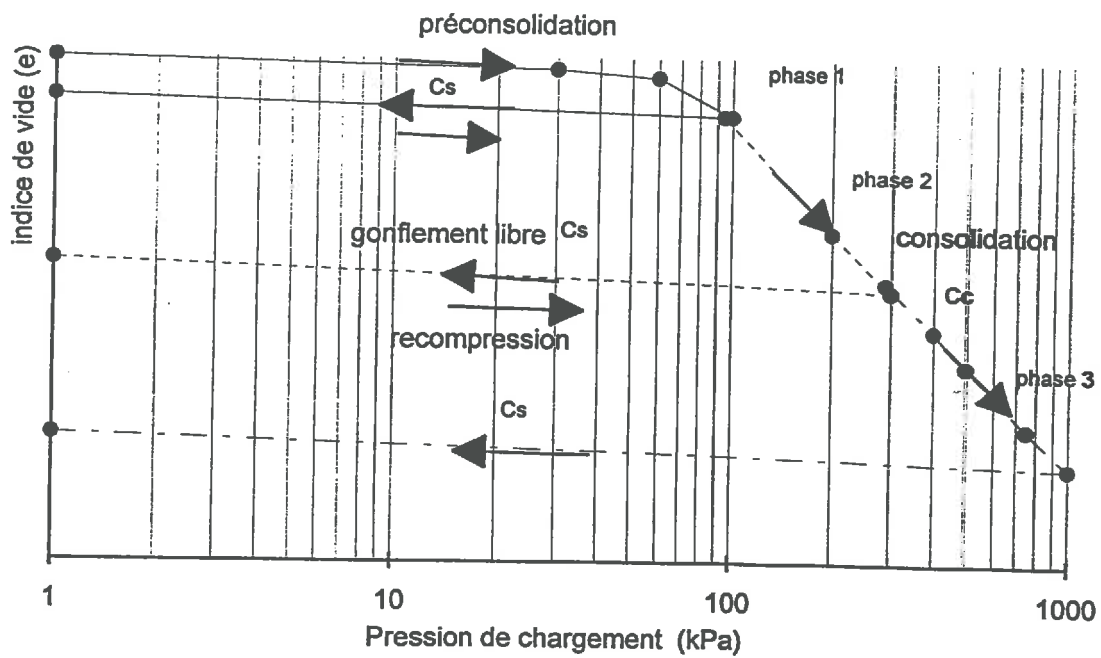


Figure 3.8 : Courbe de l'essai de type oedométrique

- phase 2 : maintien très bref du chargement pendant 5 secondes avec une acquisition de données toutes les secondes,
- phase 3 : suppression du chargement,
- phase 4 : pas de chargement pendant 180 secondes et acquisition de données toutes les 10 secondes.

Le cycle de chargement-déchargement dure environ 200 secondes. Il est répété 100 fois pour chaque couple matériau-pression de chargement. Durant le test, la machine enregistre la pression de chargement appliquée et la hauteur de l'échantillon en fonction des périodes d'acquisition programmées ; le dernier déchargement est mesuré pendant 15 minutes.

Les tests sont réalisés sur les 4 matériaux (les 2 matériaux de base - limon, tourbe blonde - et les 2 mélanges - I20tbl, I40tbl -), pour 5 teneurs en eau initiales et pour 7 intensités de pression soit en tout 140 échantillons étudiés.

A la fin de l'essai, l'échantillon est sorti du moule ; sa hauteur finale après compression dans la cellule est mesurée. Le matériau toujours dans sa cellule est ensuite saturé en eau pendant au moins 48 heures et sera utilisé pour les mesures de conductivité hydraulique en conditions saturées à charge constante.

#### 3.2.2.4 Essai de type oedométrique

Le matériau subit une série de chargements d'intensité croissante avec deux déchargements intermédiaires (Mieussens, 1985). Cet essai de type essai oedométrique normalisé (Costet et Sanglerat, 1981) doit permettre de déterminer les comportements mécaniques du matériau par le calcul de son indice de compression  $C_c$  et son module oedométrique  $E'$ . Pendant les périodes de déchargement, l'indice de gonflement  $C_g$  du matériau est déterminé (Les définitions de ces paramètres sont données au chapitre 1, paragraphe 1232).

L'essai réalisé se décompose en trois phases (figure 3.8) :

- phase 1 : application des charges 30, 60 et 100 kPa chacune pendant 24 heures puis déchargement pendant 48 heures. La période d'acquisition des données au cours du chargement ou du déchargement est d'une minute la première heure puis de 10 minutes les 23 ou 47 heures suivantes.

La mesure du gonflement après une contrainte de 100 kPa doit nous permettre de vérifier les données sur les propriétés élastiques de la tourbe blonde.

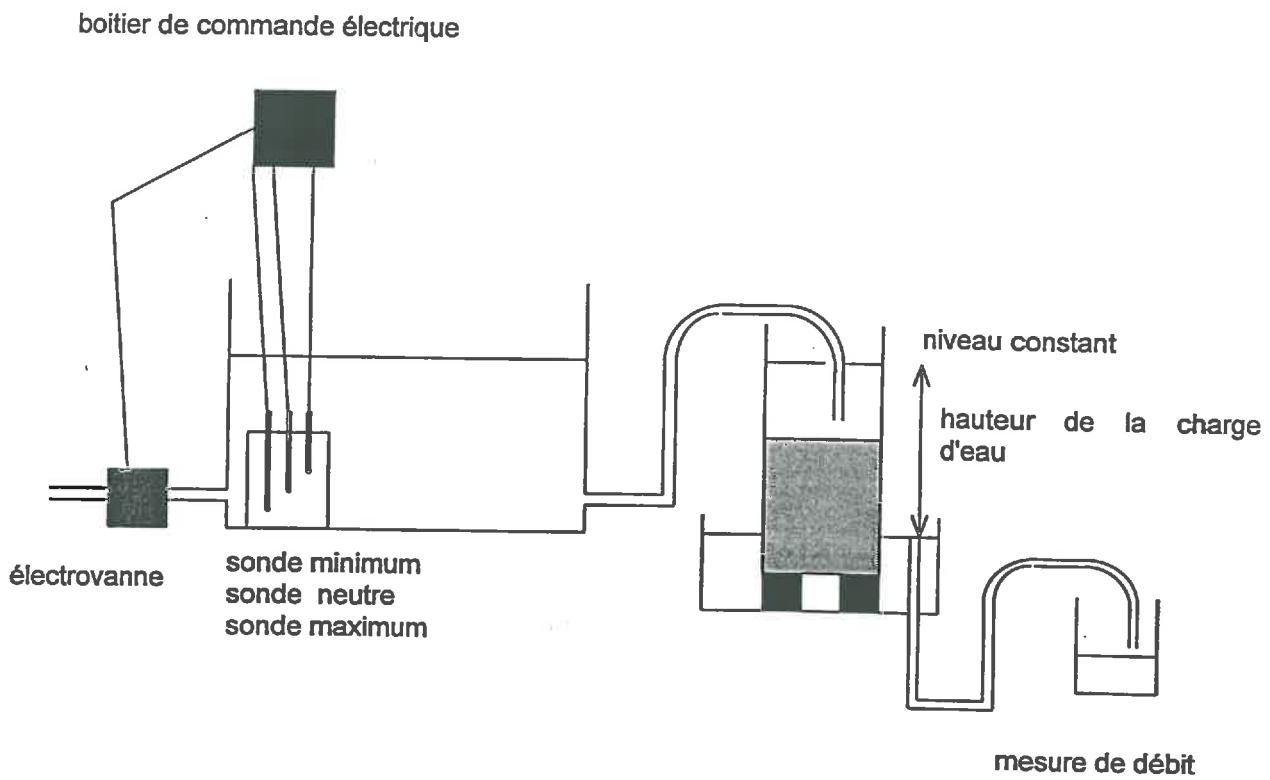


Figure 3.9 : Système à charge constante de mesure du débit à travers un échantillon

En effet, d'après Monnier et Guérif (1980), la tourbe est élastique pour des pressions inférieures à 160 kPa. Puis quand la valeur de la contrainte augmente la tourbe a un comportement plastique.

- phase 2 : application des charges 200 et 300 kPa, chacune pendant 24 heures puis déchargement pendant 48 heures. Les périodes d'acquisition sont identiques à la phase 1.

- phase 3 : application des charges 400, 500, 750 et 1000 kPa pendant 24 heures puis déchargement pendant 48 heures. Les périodes d'acquisition sont identiques à la phase 1.

### **3.3 CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE EN CONDITIONS SATUREES**

Chaque échantillon compressé est saturé pendant au moins 48 heures. Ensuite, l'eau circule dans l'échantillon (Klute et Dirksen, 1986) sous une charge d'eau constante (environ 0.25m) (figure 3.9).

La charge d'eau est maintenue constante par l'intermédiaire d'un bac de grande surface à niveau d'eau constant. Deux sondes, une sonde maximum et une sonde minimum, sont reliées par un boîtier électrique à une électrovanne d'alimentation en eau. La faible différence de niveau entre les deux sondes et la grande surface du bac permettent d'avoir des fluctuations du niveau d'eau très faibles.

On attend 24 heures de mise en charge avant de faire les premières mesures de débit d'eau à travers l'échantillon. Pour la majorité des échantillons, on réalise 4 mesures de débit à une heure d'intervalle. Pour certains échantillons il a fallu attendre 24 heures pour obtenir un débit mesurable et le nombre de mesure sera réduit à 2.

Pour certains échantillons de limon, les mesures de débit par système à charge constante sont nulles. Un système avec charge à niveau variable (Klute et Dirksen, 1986) a alors été mis en place, mais les mesures se sont révélées impossibles. En effet, la charge d'eau est appliquée par la base de l'échantillon, ce qui provoque un décollement de celui-ci de la toile métallique de plusieurs centimètres. L'eau ne peut circuler à travers l'échantillon qui est colmaté.

Les mesures de débit à charge constante nous permettent de calculer la conductivité hydraulique de chaque échantillon à partir de la formule suivante :



$$K_s = \frac{VL}{[At(\Delta H)]}$$

avec

V= volume d'eau qui traverse l'échantillon durant le temps  $t$ ,

L= hauteur de l'échantillon,

A= section de l'échantillon,

$\Delta H$ = hauteur de la charge d'eau.

Après les mesures de débit, on laisse les échantillons se ressuyer. Ensuite on prélève dans la cellule deux échantillons de taille plus réduite, prélevés en enfonçant verticalement le plus rapidement possible (afin de peu modifier le matériau) avec le piston de la machine un anneau métallique avec réhausse. L'un sert à réaliser des mesures de capacité de rétention en eau après compression (6 cm de hauteur et 4 cm de diamètre). Les échantillons seront saturés au préalable par capillarité. L'autre échantillon a pour dimensions : 7 cm de diamètre et 5 cm de hauteur. Il est placé au réfrigérateur dans une boîte en matière plastique hermétique en attendant sa préparation. On a pris soin de noter le haut et le bas de l'échantillon sur la boîte. Il sera enrésiné pour réaliser une analyse de l'organisation spatiale des constituants minéraux et organiques par analyse d'image.

### **3.4 ANALYSE D'IMAGES**

Cette technique permet de travailler sur des échantillons figés dans la résine et d'étudier l'espace poral et l'organisation des constituants minéraux et organiques en fonction de la pression appliquée et de la teneur en eau volumique initiale.

#### **3.4.1 Préparation des échantillons**

Les échantillons "état 0" ,non compressés, sont mis en place et saturés directement dans la boîte en carton décrite au paragraphe suivant. Cette méthode permet de reproduire les contraintes hydriques de saturation subies par les échantillons compressés lors de la mesure de conductivité hydraulique en saturée. L'organisation des agrégats n'est pas modifiée par un prélèvement. Un séchage à l'air de quelques jours est effectué avant l'échange eau-acétone.

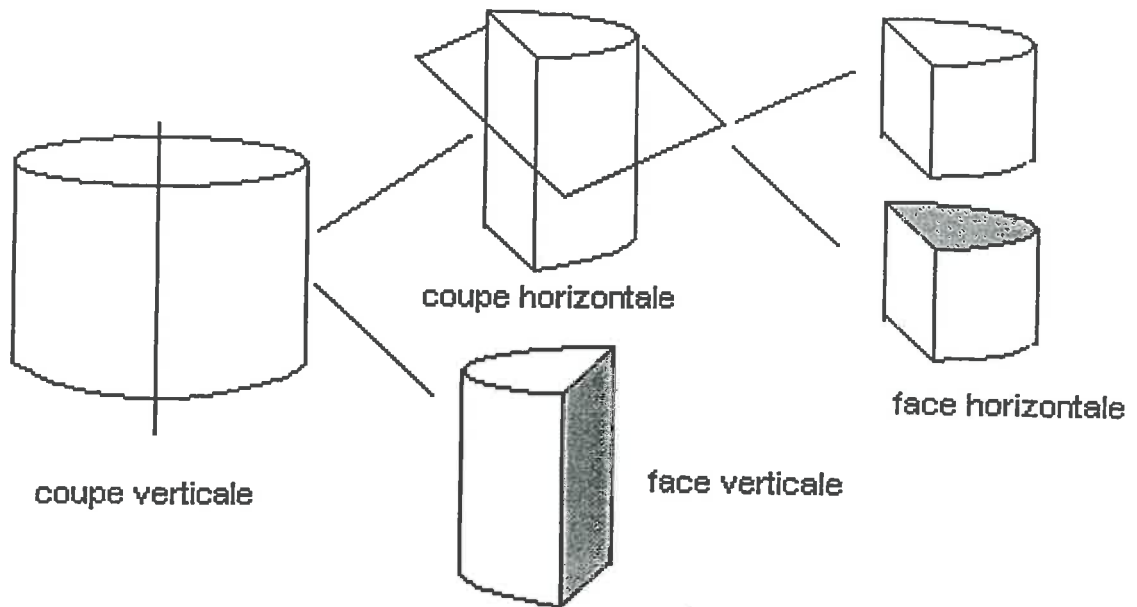


Figure 3.10 : mode de sciage des échantillons.

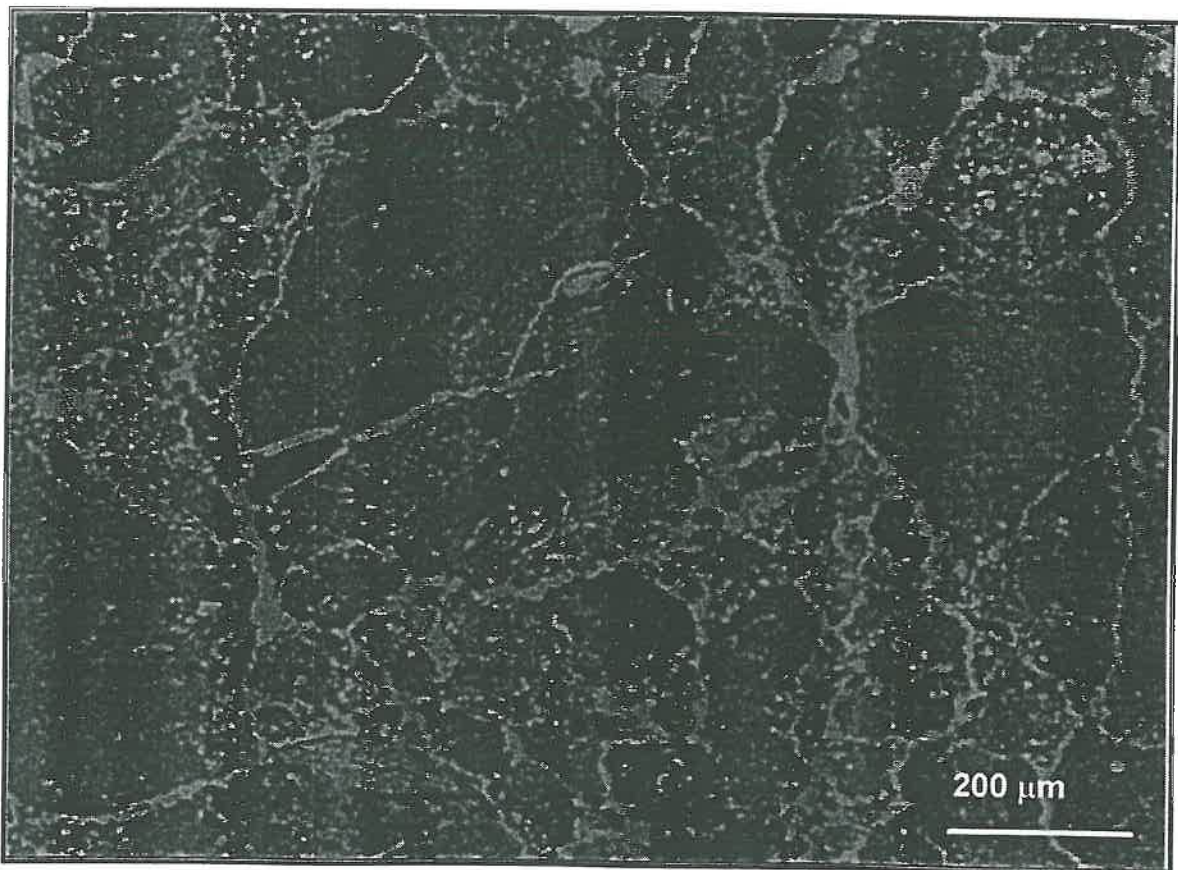


Figure 3.11 : Photographie sous lumière ultra-violette de la face verticale d'un échantillon de limon à fort grossissement (0,25 ; 200 kPa).



### 3.4.1.1 Echange eau-acétone

Si l'échantillon contient beaucoup d'eau, celle-ci peut gêner la pénétration de la résine dans tous les pores et donc modifier l'observation de l'organisation spatiale par analyse d'image. La solution consiste à chasser l'eau par un autre fluide qui entre dans la composition de la résine : l'acétone (Benard, 1995).

- Etape 1 : l'échantillon déposé dans une boîte en carton (8\*8\*6cm), calé par du coton pour empêcher son effritement, est mis sous vide pendant 24h et s'imbibe lentement d'acétone par remontée capillaire.

- Etape 2 : l'échantillon est placé dans un bac rempli d'acétone technique. Une pompe péristaltique fait circuler l'acétone vers trois colonnes en verre remplies de tamis moléculaire (zéolite) capable de piéger des molécules inférieures à 0.4 nanomètre donc les molécules d'eau. Ce tamis est renouvelé dès qu'il est saturé. Il faut environ 15 jours pour atteindre le remplacement complet de l'eau par l'acétone.

### 3.4.1.2 Imprégnation

L'échange terminé, l'échantillon est imprégné par une résine polyester. La résine est constituée d'un mélange de :

- 1800ml de résine de polyester de styrène (Crystic SR 17449; STRAND),
- 200 ml d'acétone technique,
- 15 ml de catalyseur (Butanox M50; STRAND),
- 5 g de pigment excité par les UV pour une longueur d'onde de 300 à 400nm (Uvitex OB, Jeannet SA Ciba Geigy).

Le pigment permet une meilleure distinction des vides et des minéraux transparents.

L'échantillon imprégné est placé sous vide partiel (500 mm de mercure) pendant 48h puis la résine polymérise lentement pendant plusieurs semaines à plusieurs mois. La polymérisation est accélérée par les UV naturels ; cependant il faut veiller à ne pas produire une polymérisation trop rapide qui peut déformer l'échantillon.

Quand l'échantillon est figé dans la résine durcie, il peut être scié avec une scie pour céramique à eau équipée d'une lame au diamant. L'échantillon est scié d'abord verticalement puis horizontalement sur une des deux parties verticales (figure 3.10).

### 3.4.2 Acquisition et traitement des images

#### 3.4.2.1 Acquisition des images

Chaque face sciée est placée sous un éclairage ultra violet constitué par deux néons de lumière noire de 18W et de longueur d'onde 300-400 nm. Cet éclairage fait apparaître en brillant les espaces de vides et en noir la matrice solide (figure 3.11).

#### *Le dispositif d'acquisition*

Les images sont acquises directement à partir du bloc avec une caméra JVC 3CCD KY-F30B qui porte un objectif photographique Micro-NIKKOR-P (NIKON) qui permet de faire de la macrophotographie. Un filtre de compensation 82B est monté sur l'objectif pour corriger les dominantes rougeâtres en teintes froides.

Pour chaque face sciée, deux saisies sont réalisées. Cette double saisie doit permettre une approche plus précise de la répartition de l'espace poral avec une découverte des pores les plus fins de la macroporosité.

- une 1<sup>ère</sup> image à faible grossissement représentant l'échantillon dans sa totalité. L'objectif est réglé sur la position 75 mm en distance et l'ouverture du diaphragme positionné sur 8 pour le limon et sur 11 pour les mélanges.

- une 2<sup>ème</sup> image à fort grossissement représentant 1/16 de l'image précédente, avec la position distance réglée au maximum sur 24,1 mm. Le choix de l'emplacement de cette image est réalisé au centre de la face afin de s'affranchir des effets du prélèvement sur la structure de l'échantillon.

Les images sont numérisées par l'intermédiaire d'une carte d'acquisition Matrox IM640 pilotée par un logiciel d'acquisition ROBOTMIL développé par le département d'informatique de l'INH. Ce logiciel permet de définir pour chaque image des paramètres tels que :

- le choix des bandes de couleurs de base : une seule couleur rouge ou vert ou bleu, ou deux par deux, ou les trois couleurs ensemble.

- l'intensité des couleurs par le réglage de la pente pour chaque couleur et du décalage par rapport aux autres couleurs.

- le contraste par le réglage du gain et de l'offset de 0 à 64.

- le choix du mode de saisie : 3 couleurs, 1 couleur, noir et blanc...

Pour toutes les images nous avons conservé l'intensité et le contraste proposés par défaut : soit une pente de 1, un décalage de 0, un gain maximal, un offset de 0. Les images à faible grossissement ont été saisies avec 3 couleurs alors que les images à fort grossissement ont été saisies sur la bande bleue qui offrait un meilleur contraste.

### *La dimension des images*

La carte d'acquisition numérise les images sous forme d'une matrice rectangulaire de 640 x 480 pixels.

Pour le faible grossissement, les dimensions sont de 52,46 x 39,34 mm<sup>2</sup> donc un pixel a pour dimension 0,08197 mm de côté.

Pour le fort grossissement, les dimensions sont de 13,17 x 9,87 mm<sup>2</sup> donc un pixel a pour dimension 0,02058 mm de côté. Cette valeur est proche de 0,030 mm qui est la limite inférieure du diamètre des pores participant à la macroporosité du sol. Donc les images saisies vont nous permettre de caractériser dans sa totalité la macroporosité des échantillons.

Dans la suite du texte, nous utiliserons les appellations notées en gras :

- **faible grossissement** = image 80 µm,
- **fort grossissement** = image 20 µm.

### 3.4.2.2 Traitement des images

Les images numérisées sont ensuite analysées avec un logiciel de traitement d'image : Optimas v5.2 (Optimas Corporation, Washington, USA). Les images à traiter sont chargées sur le logiciel avec une résolution spectrale de 256 niveaux de gris.

La matrice minérale apparaît en gris foncé et noir, la tourbe blonde est de couleur grise et les pores apparaissent en gris clair et blanc. Pour séparer les zones de vide et les zones non vides sur l'image, il faut définir une valeur seuil de niveau de gris.

### *Seuillage*

La valeur de seuil peut être déterminée à partir de l'histogramme des niveaux de gris. Avec un histogramme bimodal, la détermination du seuil est assez facile mais elle devient plus difficile avec un histogramme unimodal. Nous avons choisi de déterminer la valeur de seuil au moment de l'acquisition des images. L'écran de contrôle de la caméra affiche l'image initiale sous lumière ultra-violette.

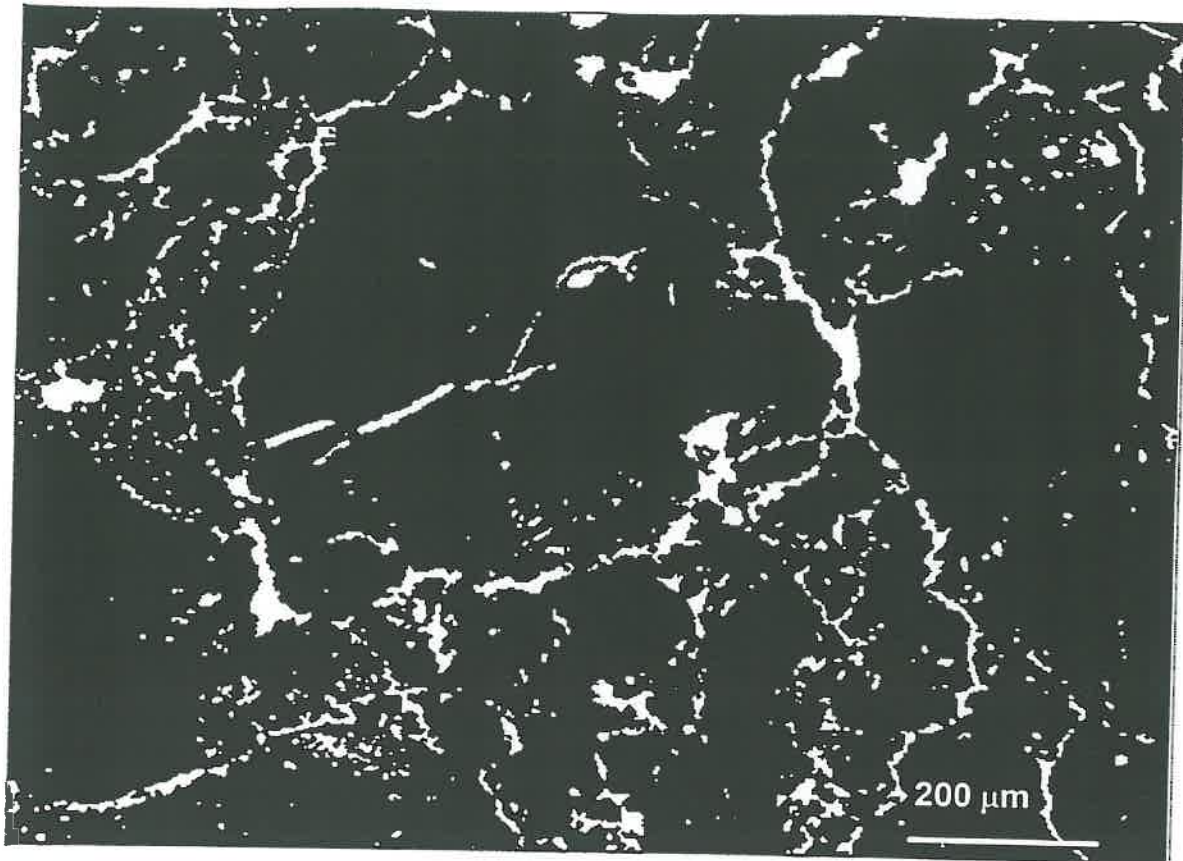


Figure 3.12 : Image binaire de la face verticale d'un échantillon de limon à fort grossissement (0,25 ; 200 kPa).

L'écran du moniteur affiche sur le logiciel Optimas l'image numérisée et l'oeil de l'observateur définit la valeur de seuil qui semble la plus proche de l'image de l'écran de contrôle.

La valeur de seuil choisie dépend de la nature des échantillons et du grossissement choisi pour l'acquisition. En effet, le tableau 3.6 montre que le niveau de gris correspondant à la matrice n'est pas le même pour le limon et pour les mélanges. L'intensité de la pression de chargement pendant la compression et la teneur en eau volumique initiale interviennent aussi dans la valeur du seuil d'où les fourchettes de valeurs présentées dans le tableau 3.6.

Tableau 3.6 : valeur de seuil en fonction du type de matériau.

Valeur de seuil	faible grossissement	fort grossissement
limon	137 à 140	180 à 190
I20tbl	120 à 130	180 à 190
I40tbl	122 à 130	191 à 194

De plus nous avons remarqué que la valeur de seuil peut varier au cours de la journée ou d'un jour à l'autre pour un même échantillon. L'intensité lumineuse varie en fonction de l'échauffement des néons et de la caméra. Avant la saisie des images, la caméra et les néons sont mis en chauffe pendant au moins une heure.

#### *Identification des pores*

Une fois la valeur de seuil définie, le logiciel peut identifier les pores. On considère que les pores de 1 et 2 pixels constituent un bruit de fond au traitement de l'image et vont alourdir l'extraction des données. Les conditions d'identification sont les suivantes :

- le périmètre du pore doit être supérieur ou égal à 5 longueurs de pixels,
- tous les trous doivent être pris en compte,
- deux pixels appartiennent au même pore quand ils sont connectés par une face et à deux pores différents quand ils se touchent par un coin.

Une fois les pores identifiés, une boîte de dialogue permet d'afficher la surface occupée par les pores dans l'unité choisie ( $\text{mm}^2$ ) et le pourcentage surfacique par rapport à la surface totale de l'image et le nombre total de pores détectés.

La valeur de porosité surfacique prend en compte les petits pores de 1 et 2 pixels. Pour une meilleure lisibilité, l'image peut être binarisée : les pores sont blancs et la matrice minérale et organique est noire (figure 3.12).

### *Description quantitative de la porosité*

De nombreux paramètres spécifiques permettent de caractériser la structure et l'organisation des pores (Murphy *et al*, 1977 ; Moran *et al*, 1989 ; Ringrose-Voase, 1987 et 1996). Nous avons choisi de caractériser les macropores de nos échantillons par trois paramètres afin d'estimer leur aire individuelle, leur forme et leur orientation (Hallaire et Curmi, 1992 ; Hallaire et Cointepas, 1993). Le logiciel nous donne aussi le nombre total de pores dans chaque image.

Le paramètre de forme a été décrit par Coster et Shermant (1989) et correspond à un indice d'allongement :

$$\text{indice d'allongement} = \frac{(\text{perimètre})^2}{4\pi \times \text{aire}}$$

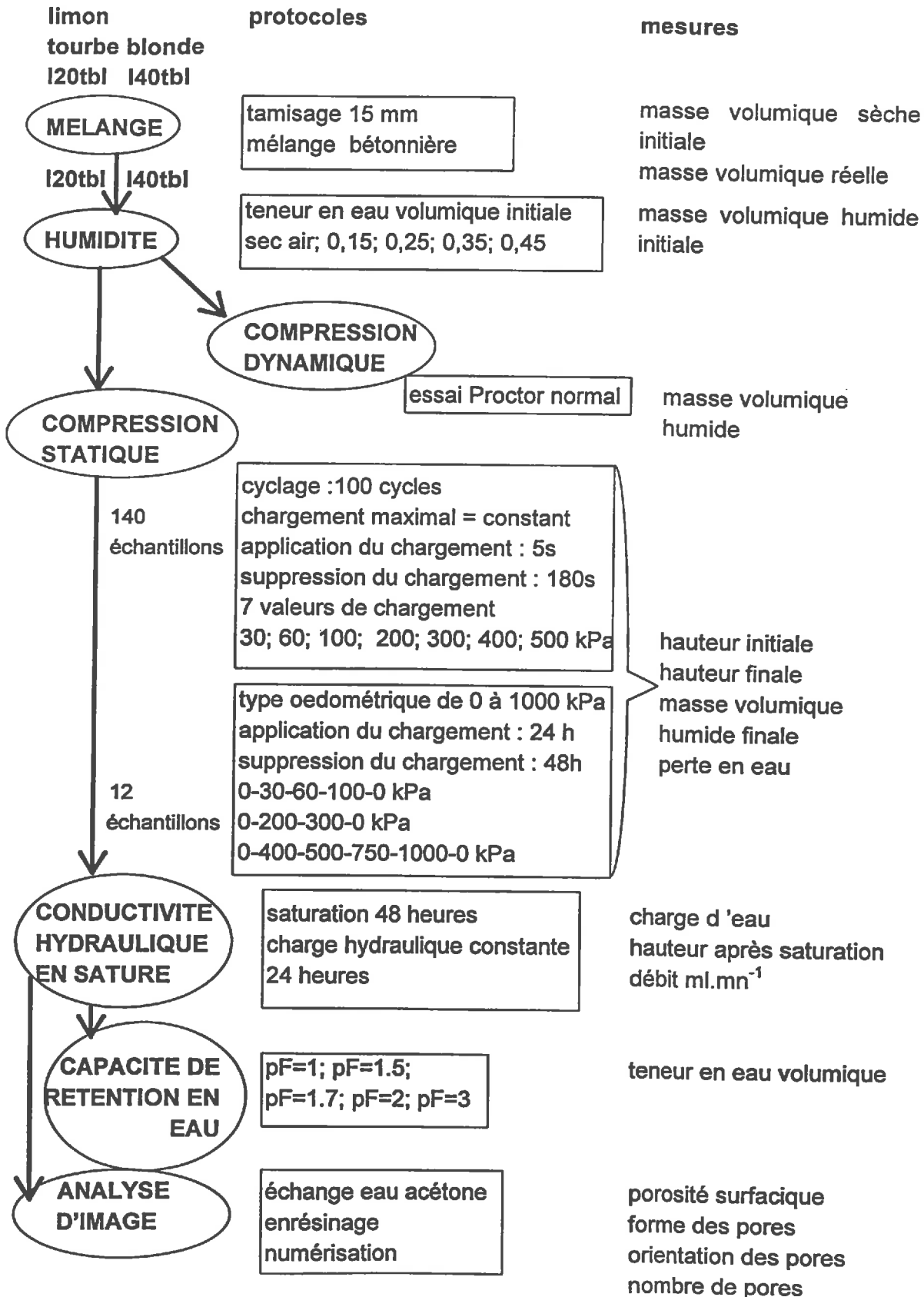
Cet indice a pour valeur 1 pour les pores tubulaires dont la section est ronde. La valeur de l'indice augmente fortement pour les pores allongés en forme de fissure. Les seuils entre les classes de formes de pores varient en fonction des auteurs. Nous avons choisi des valeurs qui semblaient adaptées à la forme des pores de nos images.

- classe 1 : pores arrondis et indice d'allongement est <5,
- classe 2 : pores allongés et indice d'allongement >5 et <10,
- classe 3 : pores interconnectés et indice d'allongement >10.

Nous utiliserons cette classification pour caractériser les pores de nos échantillons.

Le logiciel Optimas permet d'extraire directement l'orientation des pores en donnant l'angle que fait chaque pore avec l'horizontale en tournant dans le sens des aiguilles d'une montre. Donc un angle de 0 degré correspond à un pore parallèle au grand axe de l'image et un angle de 90 degrés correspond à un pore perpendiculaire au grand axe. Ce paramètre d'orientation nous intéresse surtout pour les pores allongés afin de décrire le fonctionnement hydrique des matériaux.

**3.5 PROTOCOLE GENERAL**



## **DEUXIEME PARTIE**

# **LA COMPRESSION DES MELANGES LIMON-TOURBE : RESULTATS**

**INFLUENCE DE LA TENEUR EN EAU VOLUMIQUE INITIALE ET DE  
LA PRESSION DE CHARGEMENT**



## CHAPITRE 4

# DEFORMATIONS SOUS CONTRAINTES MECANQUES DES MELANGES LIMON-TOURBE

Le limon argileux et les mélanges ont été soumis à trois types d'essais mécaniques :

- essai Proctor
- essai sous chargements répétés qui tentait de reproduire les sollicitations successives et de courte durée que subit un sol urbain ou périurbain,
- essai oedométrique

Les effets de la compression, de l'ajout de tourbe et de l'humidité initiale sur les propriétés mécaniques du matériau sont étudiés. La porosité des mélanges et du limon sera exprimée en indice de vide ( $e$ ). Cette expression se réfère à une seule phase fixe du système : le volume de solide. Cet indice permet des analyses comparatives des résultats plus simples puisque par définition le volume de solide d'un matériau est invariant.

Les paramètres à étudier : indice de vide, teneur en eau volumique initiale et teneur en eau volumique finale sont des caractéristiques facilement déterminables. Ils sont étroitement dépendants des conditions texturales et sont des paramètres susceptibles de rendre compte de la compressibilité des sols organiques donc des mélanges limon-tourbe (Vidalie, 1977).

### 4.1 LES DEFORMATIONS SOUS ESSAI PROCTOR

Chaque matériau subit un test Proctor qui permet de tracer une courbe de masse volumique apparente sèche en fonction de la teneur en eau pondérale initiale (figure 4.1). L'optimum Proctor lu sur la courbe correspond à la masse volumique apparente maximale que peut avoir le matériau pour une teneur en eau pondérale optimale.

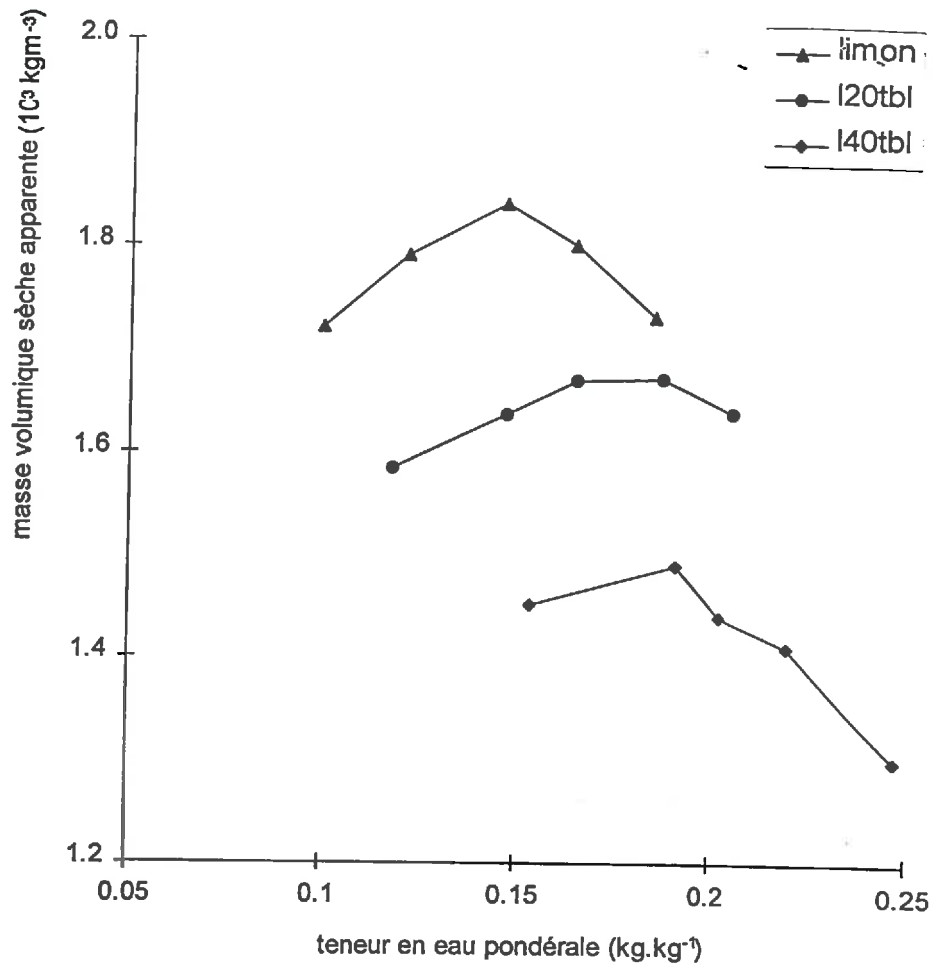


Figure 4.1 : Courbes Proctor des différents matériaux.

La figure 4.1 montre un effet de la teneur en matière organique sur la valeur de la masse volumique apparente et sur la teneur en eau à l'optimum Proctor. En effet, quand la teneur volumique en matière organique passe de 0 à 20% et 40%, la masse volumique apparente maximale diminue respectivement de 9% et 19%. Le maximum proctor du limon seul a pour valeur  $1,84.10^3 \text{ kgm}^{-3}$ , valeur qui entraîne des difficultés de croissance racinaire. Avec 20% et 40% de matière organique, le maximum proctor a pour valeurs respectives  $1,67.10^3$  et  $1,48.10^3 \text{ kgm}^{-3}$ . Cette dernière valeur permet un développement racinaire correct (Monti et Mackintosh, 1979).

L'augmentation de la teneur en matière organique induit une augmentation de la teneur en eau pondérale optimale pour le compactage. Ohu *et al* (1985), Ekwue et Stone (1994) ont montré sur des mélanges avec tourbe blonde que la diminution de la masse volumique apparente sèche à l'optimum Proctor est liée à l'augmentation de la teneur en eau qui réduit l'effet de la contrainte pour ce point particulier.

L'eau joue un rôle de lubrifiant lors de la compression dynamique. La forte capacité de rétention en eau de la tourbe blonde permet un réarrangement moins brutal des agrégats. Ainsi la teneur en eau pondérale à l'optimum Proctor est plus élevé de 15% pour l'échantillon I20tbl et 30% pour I40tbl par rapport au limon seul.

Les résultats obtenus montrent que la tourbe blonde en mélange avec le limon améliore la résistance au compactage du limon seul. Zhang *et al* (1997) ont montré que la tourbe en mélange avec un limon argileux compact réduit sa susceptibilité à la compaction pour des teneurs en eau inférieure à celle de l'optimum Proctor du sol seul. L'ajout de  $30 \text{ g kg}^{-1}$  (environ 20% en volume) de tourbe blonde diminue bien la valeur de la masse volumique apparente du mélange limon-tourbe mais elle augmente sa résistance à la pénétration. Ohu *et al* (1985) ont montré que l'augmentation de la teneur en matière organique diminue la résistance à la pénétration de sols compactés pour les faibles teneurs en eau et l'augmente pour les fortes teneurs en eau.

Les résultats de Zhang *et al* (1997) sont obtenus sur des mélanges dont les constituants sont séchés puis tamisés à 2 mm pour le limon et  $63 \mu\text{m}$  pour la tourbe blonde. Les fibres de la tourbe blonde sont éliminées par le tamisage. Nous avons constaté précédemment (Beaudet, 1991) que les mélanges réalisés à sec sont moins homogènes que les mélanges réalisés légèrement humides. La structure des mélanges étudiés par Zhang *et al* (1997) est fine et très différente de la structure de nos produits (limon non compact, tamisé à 15 mm; tourbe non tamisée). Une structure grossière permet à la matière organique de mieux résister à la compaction puisque la quantité d'eau retenue pour un potentiel donné est plus forte.

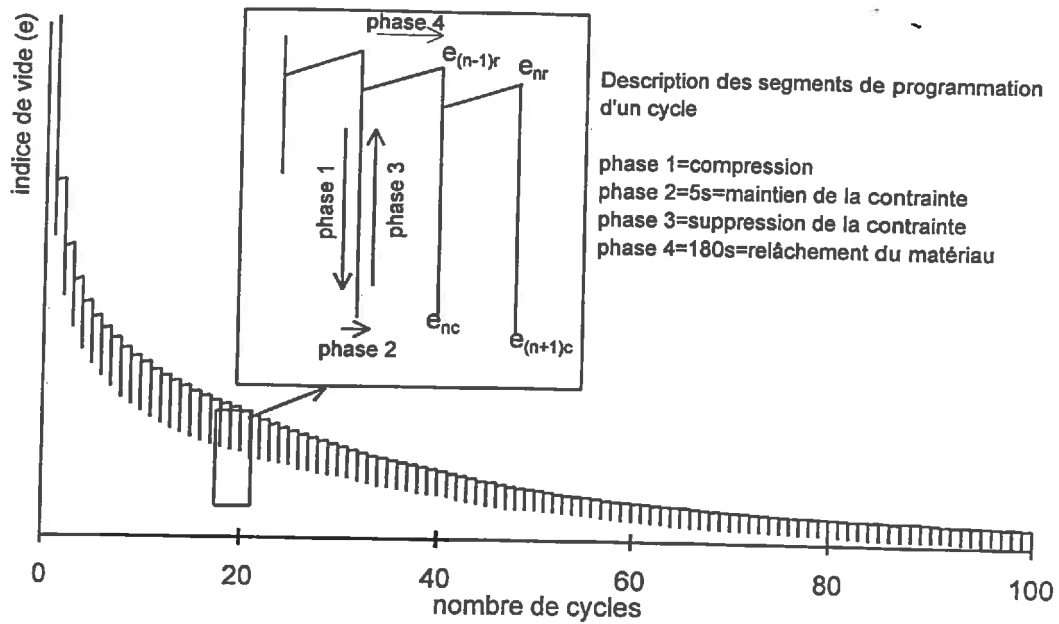


Figure 4.2 : Courbe d'indice de vide en fonction du nombre de cycles

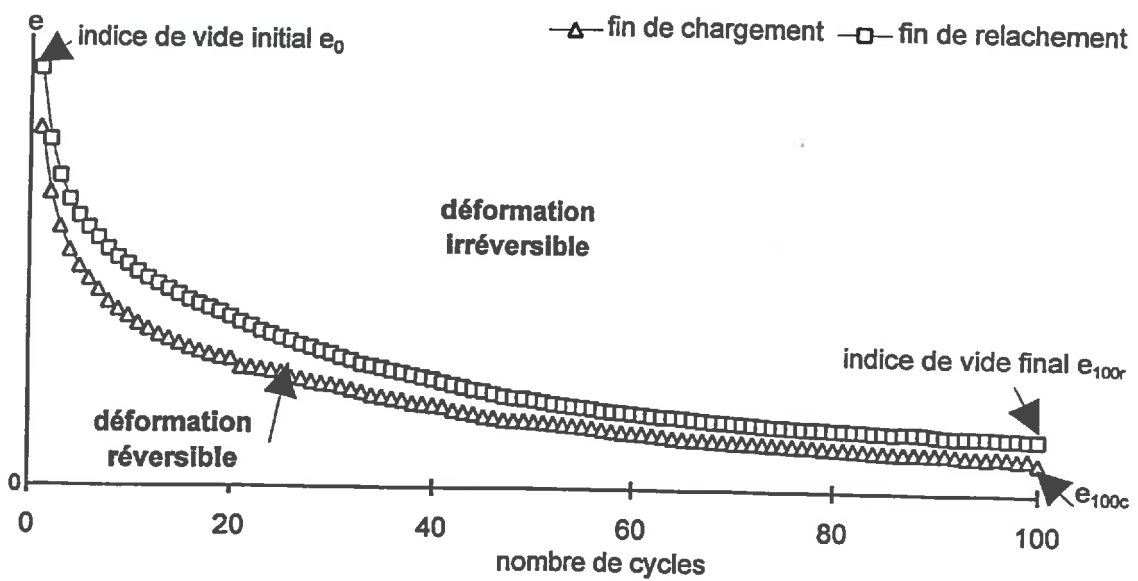


Figure 4.3 : Déformations permanentes et déformations réversibles en fonction du nombre de cycles.

## **4.2 LES DEFORMATIONS SOUS CHARGEMENTS REPETES**

Pour chaque matériau, le tassement pour les  $n$  cycles appliqués en phase de chargement et de déchargement est mesuré. La valeur de l'indice de vide pour chaque cycle peut être calculée à partir de la hauteur de l'échantillon et de la quantité de matière initialement introduite. L'indice de vide obtenu après le relâchement du dernier cycle est appelé  $e_{100r}$ .

### **4.2.1 Influence du nombre de cycles**

#### **4.2.1.1 Présentation des résultats**

La figure 4.2 représente la courbe d'indice de vide  $e$  en fonction du nombre de cycles appliqués.

Pour chaque cycle, on a défini quatre phases. Les dernières valeurs de la phase 2 ( $e_{nc}$ ) et de la phase 4 ( $e_{nr}$ ) du  $n^{\text{ième}}$  cycle nous renseignent respectivement sur les déformations réversibles ( $e_{nr} - e_{nc}$ ) et permanentes ( $e_0 - e_{nr}$ ) du matériau (figure 4.3).

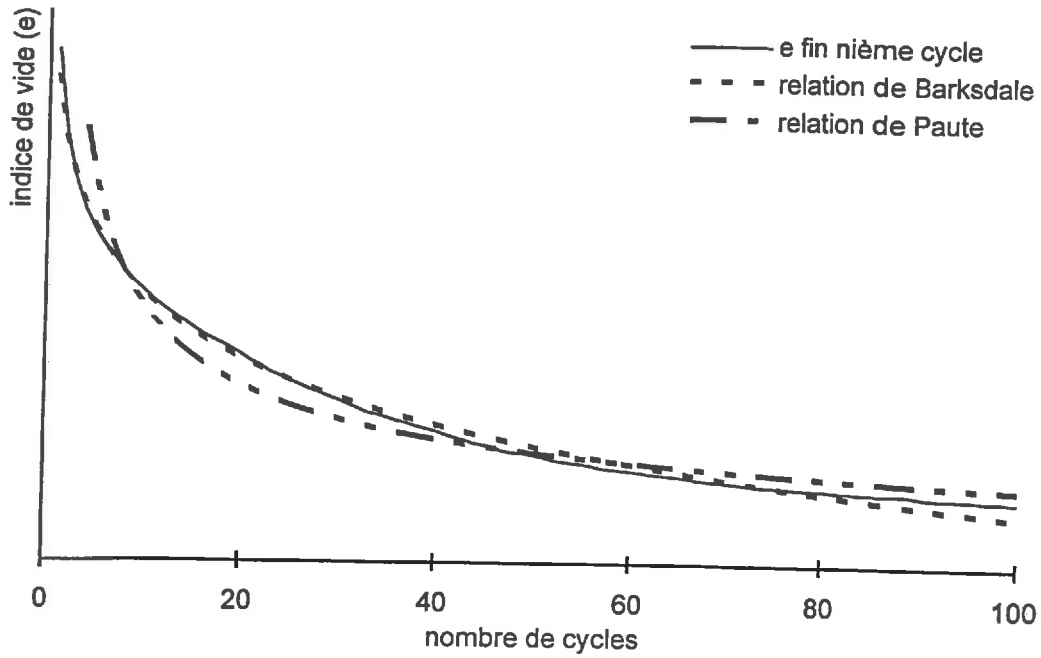
Comme nous l'avons exposé dans l'étude bibliographique, plusieurs auteurs ont proposé des relations qui caractérisent la déformation de l'échantillon en fonction du nombre de cycles et ce, souvent pour un nombre de cycles très élevés (10 000 à 100 000). Nous avons décidé d'appliquer sur nos échantillons une centaine de cycles (chaque essai dure ainsi 7 heures), afin de savoir si ce nombre permet d'atteindre une valeur de déformation proche d'une valeur limite qui serait obtenue pour un nombre de cycle infini.

Les déformations permanentes et réversibles des échantillons peuvent être étudiées à partir des deux relations suivantes voir (§ 1.3.3) :

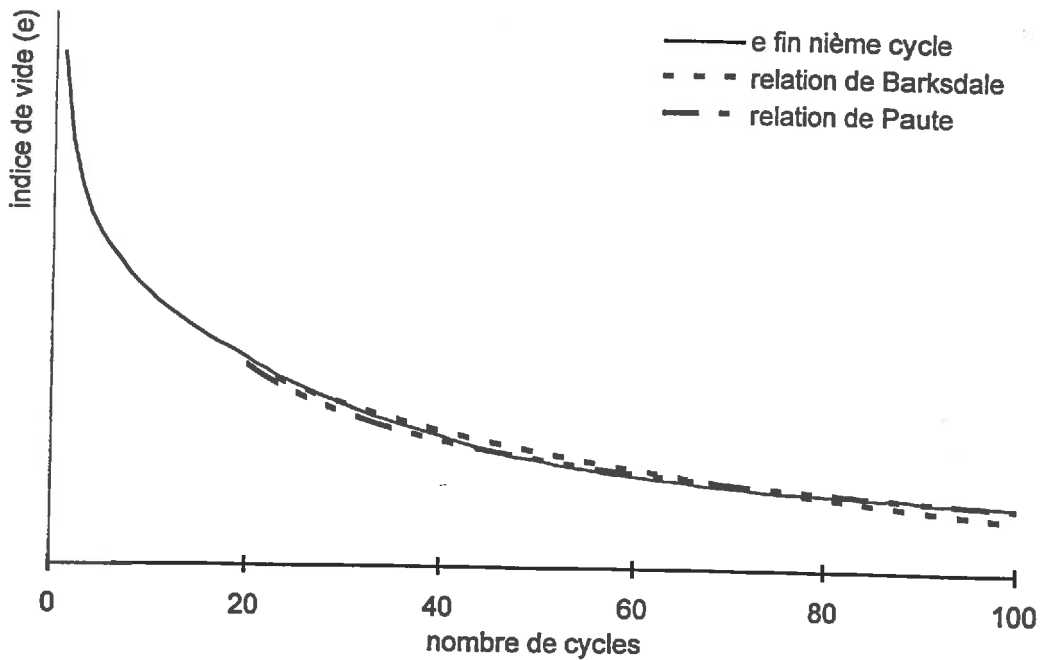
- la relation de Barksdale (1972 *in* Paute *et al*, 1994a) :

$$e_1^p(N) = a + b \cdot \text{Log}(N) \quad (4.1)$$

qui tend vers une limite infinie quand  $N$  tend vers l'infini.



a



b

Figure 4.4 : limon à 0,25 d'humidité initiale, compressé à 100 kPa. a : relation de Barksdale (1972, *in* Paute *et al*, 1994a) et de Paute (1988) pour 100 cycles ; b : relation de Barksdale et de Paute pour 80 cycles.

- la relation de Paute *et al.* (1988) :

$$e_1^p(N) = \frac{A\sqrt{N}}{\sqrt{N+D}} \quad (4.2)$$

qui tend vers une limite finie A quand n tend vers l'infini.

Paute *et al.* utilisent cette relation pour étudier l'usure des graves de chaussées soumises aux passages répétés de poids lourds. Ils suppriment les résultats obtenus avant les 100 premiers cycles car ils correspondent à la mise en place de l'échantillon dans l'éprouvette.

Les deux équations sont testées sur les indices de vide obtenus en fin de compression et en fin de relâchement de chaque cycle. Les coefficients a, b, A et D sont déterminés par ajustement numérique en minimisant l'écart quadratique moyen (mean square error, MSE) (Saporta 1990) obtenu par :

$$MSE = \frac{SSQ}{N - np} = \frac{\sum_{i=1}^N (o_i - a_i)^2}{N - np} \quad (4.3)$$

où np est le nombre de paramètres ajustés dans le modèle, SSQ est la somme des carrés des écarts entre les valeurs observées et les valeurs ajustées numériquement et où  $o_i$  et  $a_i$  sont les valeurs observées et ajustées pour le  $i^{\text{ème}}$  cycle. L'ajustement utilise une méthode de Newton Raphson sur 100 itérations. L'évaluation du modèle est réalisée par le coefficient de détermination  $r^2$  suivant :

$$r^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N (o_i - a_i)^2}{\sum_{i=1}^N (o_i - \bar{o})^2} \quad (4.4)$$

où  $\bar{o}$  est la moyenne des valeurs observées. Une valeur de  $r^2$  proche de 1 indique un bon ajustement du modèle pour les valeurs observées.

#### 4.2.1.2 Etude des déformations permanentes

La figure 4.4a est un exemple d'ajustement entre les valeurs observées  $e_{nr}$  et les valeurs mesurées des modèles de Barksdale (1972) et Paute (1988) pour 100 cycles. Le tableau 4.1 présente les valeurs de  $r^2$  pour l'évaluation des deux modèles pour 100 cycles de compression sur tous les échantillons testés. Pour certains échantillons (valeurs en gras dans le tableau 4.1), la relation de Barksdale (équation 4.1) s'ajuste aux valeurs mesurées pendant l'essai pour la totalité des cycles avec un coefficient de corrélation  $r^2 \geq 0,99$ .

Tableau 4.1 : Valeur de  $r^2$  de la relation de Barskdale (équation 4.1) (1972) et de Paute (équation 4.2) (1988) pour les 35 échantillons de chaque matériau pour 100 cycles et pour au moins les 80 derniers cycles (en italique).

pression	30 kPa		60 kPa		100 kPa		200 kPa		300 kPa		400 kPa		500 kPa	
	4.1	4.2	4.1	4.2	4.1	4.2	4.1	4.2	4.1	4.2	4.1	4.2	4.1	4.2
limon	0,929	0,647	0,996	0,828	0,995	0,818	0,993	0,812	0,996	0,812	0,997	0,831	0,998	0,849
	<i>0,999</i>	<i>0,998</i>		<i>0,996</i>		<i>0,998</i>		<i>0,998</i>		<i>0,995</i>		<i>0,993</i>		<i>0,997</i>
sec air	0,987	0,922	0,980	0,937	0,973	0,939	0,954	0,938	0,984	0,911	0,998	0,837	0,997	0,792
	<i>0,997</i>	<i>0,997</i>	<i>0,997</i>	<i>0,997</i>	<i>0,984</i>	<i>0,993</i>	<i>1,000</i>	<i>0,999</i>	<i>0,992</i>	<i>0,998</i>		<i>0,991</i>		<i>0,990</i>
0,15	0,993	0,835	0,996	0,837	0,993	0,846	0,981	0,726	0,989	0,699	0,839	0,509	0,974	0,638
		<i>0,998</i>		<i>0,999</i>		<i>0,998</i>	<i>0,997</i>	<i>0,990</i>	<i>0,999</i>	<i>0,997</i>	<i>0,999</i>	<i>0,991</i>	<i>0,998</i>	<i>0,990</i>
0,25	0,988	0,771	0,987	0,809	0,988	0,624	0,976	0,644	0,992	0,701	0,953	0,716	0,992	0,632
	<i>0,984</i>	<i>0,991</i>	<i>0,994</i>	<i>0,998</i>	<i>0,995</i>	<i>0,997</i>	<i>0,999</i>	<i>0,998</i>		<i>0,997</i>	<i>0,999</i>	<i>0,995</i>		<i>0,994</i>
0,35	0,948	0,893	0,971	0,862	0,982	0,801	0,985	0,757	0,990	0,842	0,986	0,743	0,992	0,752
	<i>0,985</i>	<i>0,996</i>	<i>0,991</i>	<i>0,994</i>	<i>0,995</i>	<i>0,996</i>	<i>0,997</i>	<i>0,998</i>		<i>0,997</i>	<i>0,999</i>	<i>0,999</i>		<i>0,994</i>
0,45	0,983	0,914	0,982	0,913	0,970	0,921	0,967	0,919	0,965	0,894	0,964	0,890	0,953	0,888
	<i>0,999</i>	<i>0,999</i>	<i>0,999</i>	<i>0,998</i>	<i>0,998</i>	<i>0,995</i>	<i>0,999</i>	<i>0,999</i>	<i>0,999</i>	<i>0,999</i>	<i>0,999</i>	<i>0,999</i>	<i>0,999</i>	<i>0,999</i>
tourbe	0,985	0,911	0,984	0,906	0,970	0,919	0,983	0,882	0,981	0,872	0,960	0,912	0,966	0,883
	<i>0,999</i>	<i>0,999</i>	<i>0,998</i>	<i>0,998</i>	<i>0,998</i>	<i>0,997</i>	<i>0,999</i>	<i>0,997</i>	<i>0,999</i>	<i>0,999</i>	<i>0,999</i>	<i>0,999</i>	<i>0,998</i>	<i>0,999</i>
0,15	0,961	0,943	0,957	0,942	0,956	0,938	0,977	0,869	0,967	0,887	0,986	0,834	0,989	0,837
	<i>0,999</i>	<i>0,999</i>	<i>0,998</i>	<i>0,999</i>	<i>0,998</i>	<i>0,998</i>	<i>0,998</i>	<i>0,998</i>	<i>0,998</i>	<i>0,998</i>	<i>0,999</i>	<i>0,998</i>	<i>0,999</i>	<i>0,997</i>
0,25	0,962	0,939	0,960	0,933	0,951	0,925	0,973	0,884	0,976	0,871	0,991	0,824	0,992	0,810
	<i>0,998</i>	<i>0,998</i>	<i>0,997</i>	<i>0,999</i>	<i>0,995</i>	<i>0,998</i>	<i>0,999</i>	<i>0,998</i>	<i>0,999</i>	<i>0,998</i>		<i>0,996</i>		<i>0,999</i>
0,35	0,985	0,914	0,967	0,922	0,942	0,944	0,973	0,873	0,983	0,850	0,994	0,797	0,999	0,744
	<i>0,999</i>	<i>0,997</i>	<i>0,997</i>	<i>0,999</i>	<i>0,998</i>	<i>0,998</i>	<i>0,999</i>	<i>0,998</i>	<i>0,999</i>	<i>0,997</i>		<i>0,998</i>		<i>0,997</i>
0,45	0,996	0,819	0,999	0,850	0,999	0,848	0,998	0,853	0,998	0,851	0,999	0,808	0,999	0,833
		<i>0,997</i>		<i>0,998</i>		<i>0,999</i>		<i>0,999</i>		<i>0,998</i>		<i>0,998</i>		<i>0,998</i>
I20tbl	0,968	0,954	0,957	0,964	0,930	0,976	0,958	0,947	0,955	0,943	0,974	0,918	0,971	0,918
	<i>0,997</i>	<i>0,997</i>	<i>0,985</i>	<i>0,992</i>	<i>0,980</i>	<i>0,998</i>	<i>0,985</i>	<i>0,994</i>	<i>0,984</i>	<i>0,995</i>	<i>0,998</i>	<i>0,998</i>	<i>0,996</i>	<i>0,997</i>
sec air	0,960	0,959	0,934	0,934	0,914	0,914	0,929	0,929	0,992	0,886	0,997	0,817	0,992	0,776
	<i>0,984</i>	<i>0,992</i>	<i>0,996</i>	<i>0,997</i>	<i>0,997</i>	<i>0,998</i>	<i>0,998</i>	<i>0,996</i>		<i>0,997</i>		<i>0,997</i>		<i>0,997</i>
0,15	0,972	0,901	0,981	0,921	0,991	0,884	0,999	0,811	0,994	0,811	0,988	0,721	0,988	0,719
	<i>0,987</i>	<i>0,991</i>	<i>0,994</i>	<i>0,992</i>		<i>0,997</i>		<i>0,997</i>		<i>0,997</i>	<i>0,999</i>	<i>0,997</i>	<i>0,999</i>	<i>0,997</i>
0,25	0,984	0,908	0,969	0,937	0,984	0,893	0,998	0,815	0,996	0,823	0,992	0,713	0,998	0,763
	<i>0,992</i>	<i>0,994</i>	<i>0,999</i>	<i>0,999</i>	<i>0,994</i>	<i>0,995</i>		<i>0,997</i>		<i>0,998</i>		<i>0,997</i>		<i>0,997</i>
0,35	0,996	0,828	0,999	0,834	0,999	0,846	0,998	0,862	0,998	0,862	0,999	0,836	0,999	0,834
		<i>0,999</i>		<i>0,998</i>		<i>0,998</i>		<i>0,999</i>		<i>0,998</i>		<i>0,998</i>		<i>0,998</i>
0,45	0,967	0,949	0,954	0,956	0,931	0,976	0,912	0,979	0,925	0,966	0,956	0,945	0,944	0,949
	<i>0,990</i>	<i>0,991</i>	<i>0,985</i>	<i>0,994</i>	<i>0,986</i>	<i>0,996</i>	<i>0,984</i>	<i>0,998</i>	<i>0,982</i>	<i>0,998</i>	<i>0,990</i>	<i>0,991</i>	<i>0,986</i>	<i>0,994</i>
I40tbl	0,965	0,939	0,964	0,939	0,962	0,942	0,984	0,906	0,994	0,861	0,995	0,752	0,977	0,687
	<i>0,988</i>	<i>0,992</i>	<i>0,990</i>	<i>0,992</i>	<i>0,991</i>	<i>0,991</i>	<i>0,999</i>	<i>0,998</i>		<i>0,999</i>		<i>0,997</i>	<i>0,997</i>	<i>0,997</i>
0,15	0,979	0,916	0,951	0,953	0,993	0,879	0,998	0,836	0,998	0,790	0,996	0,745	0,986	0,702
	<i>0,996</i>	<i>0,996</i>	<i>0,980</i>	<i>0,993</i>		<i>0,998</i>		<i>0,999</i>		<i>0,998</i>		<i>0,997</i>	<i>0,999</i>	<i>0,996</i>
0,25	0,946	0,896	0,992	0,839	0,988	0,899	0,995	0,844	0,999	0,775	0,995	0,730	0,996	0,805
	<i>0,999</i>	<i>0,999</i>		<i>0,997</i>	<i>0,999</i>	<i>0,998</i>		<i>0,999</i>		<i>0,997</i>		<i>0,998</i>		<i>0,999</i>



Ce bon ajustement concerne les échantillons de limon et les mélanges séchés à l'air et certains échantillons humides ou très humides (0,25 0,35 et 0,45) compressés à plus de 100 kPa. Pour tous les échantillons testés, la relation 4.2 ne peut être ajustée aux valeurs mesurées pour la totalité des cycles avec un  $r^2 \geq 0,99$ .

Dans leurs essais, Paute *et al* (1988) suppriment les 100 premiers cycles qui correspondent à la mise en place de l'échantillon dans l'éprouvette. Nous avons testé les relations 4.1 et 4.2 en supprimant au plus les 20 premiers cycles (figure 4.4b). Les valeurs de  $r^2$  de la relation 4.1 sont comparées à celles de la relation 4.2. Dans ce cas, la totalité des échantillons testés ont un  $r^2$  supérieur ou égal à 0,99 (valeurs en italique dans le tableau 4.1). La relation de Paute ajustée sur les 80 derniers cycles permet d'obtenir une valeur limite A de tassement irréversible pour un nombre de cycles infinis. Cette valeur limite A sera appelée par la suite  $e_{\infty}$ .

Les valeurs mesurées  $\Delta e_{100} = (e_0 - e_{100r})$  et les valeurs calculées  $\Delta e_{\infty} = (e_0 - e_{\infty})$  sont comparées (tableau 4.2) pour déterminer le pourcentage de consolidation parcouru pour chaque échantillon afin d'atteindre la valeur  $e_{\infty}$ .

Tableau 4.2 : Pourcentage de consolidation parcouru de la déformation permanente  $\Delta e_{100} / \Delta e_{\infty}$  pour chaque matériau en fonction de la teneur en eau initiale et de l'intensité de la pression de chargement appliquée.

humidité initiale		30 kPa	60 kPa	100 kPa	200 kPa	300 kPa	400 kPa	500 kPa
limon	sec air	79	92	94	95	94	96	97
	0,15	95	96	97	97	97	96	95
	0,25	94	94	95	94	93	91	92
	0,35	85	91	92	85	90	87	86
	0,45	88	88	92	90	91	83	86
tourbe	sec air	95	95	96	95	95	96	95
	0,15	93	95	96	95	94	96	96
	0,25	95	97	98	97	95	95	94
	0,35	80	94	96	96	96	95	95
	0,45	91	92	95	94	97	95	94
l20tbl	sec air	69	85	89	85	89	99	91
	0,15	90	96	96	96	97	97	97
	0,25	96	95	96	97	97	95	95
	0,35	95	96	96	95	95	93	93
	0,45	96	95	95	93	93	91	92
l40tbl	sec air	72	86	87	93	91	92	93
	0,15	93	95	96	97	97	96	99
	0,25	91	95	95	96	95	95	94
	0,35	85	93	93	95	94	93	93
	0,45	89	92	100	93	93	90	90

Pour toutes les conditions expérimentales, la tourbe blonde a atteint au moins 90% de la valeur  $\Delta e_\infty$  (sauf l'échantillon à 0,35 et compressé à 30 kPa). Plus de la moitié des échantillons de tourbe blonde ont atteint au moins 95% de la valeur  $\Delta e_\infty$  indépendamment de la pression de chargement appliquée.

Pour les mélanges, les valeurs  $\Delta e_{100}$  ont atteint au moins 90% de la valeur limite  $\Delta e_\infty$  sauf pour les échantillons séchés à l'air et/ou compressés à 30 kPa. Pour une teneur en eau initiale de 0,15, les mélanges sont consolidés à plus de 95%. Quand la teneur en eau initiale augmente (0,25 0,35 et 0,45), et pour les fortes pressions mécaniques, la consolidation est plus faible. L'eau fortement retenue par la tourbe blonde n'est pas évacuée durant la compression d'où un retard à la consolidation pour les fortes pressions mécaniques.

Le limon est consolidé à plus de 95% pour les faibles teneurs en eau volumiques initiales (séché à l'air et 0,15). Pour les fortes teneurs en eau, les valeurs  $\Delta e_{100}$  du limon atteignent 85% à 90% de la valeur  $\Delta e_\infty$ .

Le choix de 100 cycles semble donc approprié pour approcher la déformation à l'infini des mélanges limon-tourbe. Pour le limon, un nombre de cycles plus important serait souhaitable pour se rapprocher de la valeur  $e_\infty$ . Mais, l'utilisation d'un indice de vide obtenu à partir de 100 cycles n'altère pas les comparaisons avec les mélanges puisque les valeurs  $e_{100r}$  du limon sont toujours inférieures à celle des mélanges.

#### 4.2.1.3 Etude des déformations réversibles

Les déformations réversibles sont calculées par la différence entre la valeur sous chargement et la valeur relâchée pour un même cycle, notée ( $\delta e_n = e_{nr} - e_{nc}$ ) pour le  $n^{\text{ième}}$  cycle. Les déformations réversibles ou élastiques des matériaux peuvent être étudiées de la même manière que les déformations permanentes avec les modèles de Barksdale (1972) et de Paute (1988).

##### *Détermination de la valeur limite $\delta e_\infty$*

L'ajustement des équations 4.1 et 4.2 aux valeurs mesurées ( $\delta e_n = e_{nr} - e_{nc}$ ) est réalisée de la même manière que dans le paragraphe précédent. La suppression des 20 premiers cycles améliore les coefficients de corrélation obtenus avec la relation de Paute qui restent toutefois inférieurs à ceux obtenus pour les déformations réversibles. En effet, les valeurs de  $r^2$  se situent autour de 0,80 pour le limon et 0,90 pour les mélanges.

Ces valeurs de  $r^2$  peuvent en partie être expliquées par la grande variabilité des mesures de déformations réversibles d'un cycle à l'autre, même pour les derniers cycles.

Une valeur limite  $\delta e_{\infty}$  peut quand même être définie à partir de la relation de Poute, pour un nombre de cycles infini. Les valeurs mesurées ( $\Sigma e_{100} = \delta e_0 - \delta e_{100}$ ) et les valeurs calculées ( $\Sigma e_{\infty} = \delta e_0 - \delta e_{\infty}$ ) pour un nombre infini de cycles sont comparées dans le tableau 4.3.

Tableau 4.3 : Pourcentage de consolidation parcouru de la déformation réversible  $\Sigma e_{100} / \Sigma e_{\infty}$  pour chaque matériau en fonction de la teneur en eau initiale et de l'intensité de la pression de chargement appliquée.

humidité initiale	30 kPa	60 kPa	100 kPa	200 kPa	300 kPa	400 kPa	500 kPa	
limon	sec air	79	80	85	87	81	94	83
	0,15	87	84	89	90	78	79	78
	0,25	80	78	91	90	86	80	79
	0,35	77	87	88	90	93	82	83
	0,45	94	78	85	78	85	83	82
tourbe	sec air	90	90	91	90	90	90	90
	0,15	87	90	94	92	89	89	90
	0,25	91	94	94	92	91	89	90
	0,35	91	90	92	91	92	89	88
	0,45	90	91	91	90	89	83	85
l20tbl	sec air	94	69	84	78	79	85	88
	0,15	97	99	95	97	97	90	87
	0,25	96	95	94	94	91	84	84
	0,35	95	94	94	92	94	91	87
	0,45	98	95	93	94	94	87	90
l40tbl	sec air	94	83	78	86	89	84	86
	0,15	93	98	96	99	93	94	93
	0,25	93	94	93	90	86	91	84
	0,35	99	95	94	92	93	84	88
	0,45	83	95	92	90	89	94	92

Le nombre d'échantillons ayant atteint 90% de la valeur  $\Sigma e_{\infty}$  est inférieur à celui des déformations irréversibles et ce, notamment pour le limon. De nombreux échantillons de limon sont loin de la valeur limite  $\delta e_{\infty}$  et n'ont parcouru que 70 à 80% de la consolidation. La majorité des échantillons en mélange et de la tourbe blonde a atteint au bout de 100 cycles 90 à 95% de la valeur  $\Sigma e_{\infty}$  pour les déformations réversibles.

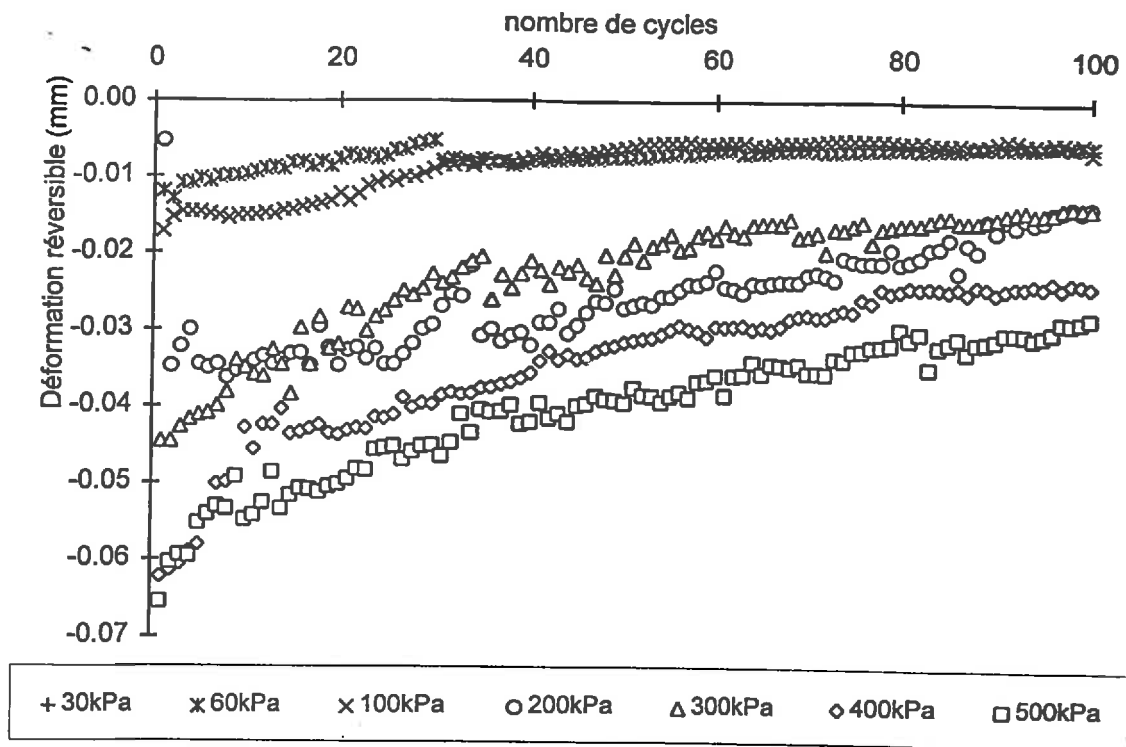


Figure 4.5 : Déformations réversibles en fonction du nombre de cycles du limon préparé à 0,25 de teneur en eau volumique initiale.

La différence de consolidation entre les déformations réversibles et les déformations irréversibles est liée aux propriétés élastiques du matériau. Les mélanges et la tourbe blonde semblent atteindre plus rapidement un état de réversibilité constant. Pour le limon, les échantillons testés présentent des valeurs de déformations réversibles qui peuvent être très variables pour deux cycles consécutifs. La figure 4.5 montre pour le limon à 0,25, l'hétérogénéité des mesures de déformations réversibles. Donc le nombre de 100 cycles paraît insuffisant pour caractériser le comportement élastique à long terme des échantillons limoneux.

#### 4.2.1.4 Conclusion

Dans la majorité des cas, les échantillons en mélange soumis à une centaine de chargements répétés ont atteint à la fin de l'essai au moins 90% de leur valeur finale de tassement (déformation permanente). Sauf dans le cas du limon, le choix de 100 cycles est convenable pour interpréter la déformation des mélanges terreux. Pour le limon, il faudrait appliquer un nombre de cycles plus important pour se rapprocher de la valeur  $e_{\infty}$ . Cependant comme nous le verrons dans le paragraphe suivant, le limon avec une consolidation de 90% présente toujours une moins bonne valeur d'indice de vide que les mélanges à plus de 95% de consolidation. Le nombre de 100 cycles n'est pas un facteur limitant de nos comparaisons et interprétations.

Pour les déformations réversibles, les échantillons de limon ont atteint entre 75 et 90% de la valeur de déformation  $\Sigma e_{\infty}$  calculée. Il faudrait appliquer un nombre de cycles beaucoup plus important pour se rapprocher de la valeur limite  $\delta e_{\infty}$ . Cependant la tourbe blonde et les mélanges ont déjà atteint 90% de la valeur de déformation réversible maximale  $\Sigma e_{\infty}$ .

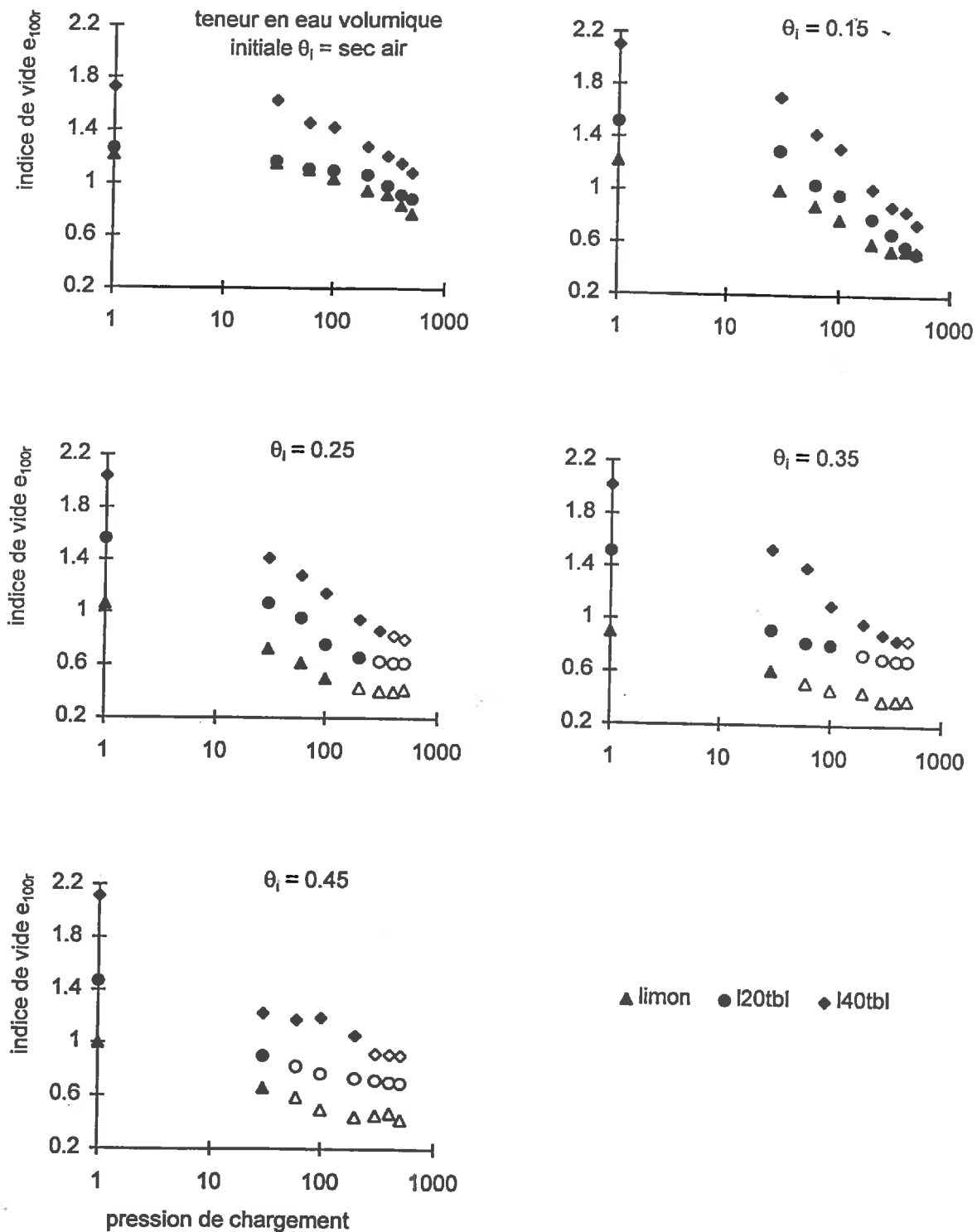


Figure 4.6 : Indice de vide mesuré  $e_{100r}$  pour le limon, I20tbl et I40tbl, en fonction de la pression de chargement et pour toutes les teneurs en eau volumiques initiales. Les symboles évidés représentent les échantillons saturés en fin de compression.

#### 4.2.2 Influence de la teneur volumique en tourbe

La figure 4.6 montre les courbes d'indice de vide final  $e_{100r}$  en fonction du logarithme de la contrainte appliquée et pour toutes les teneurs en eau volumique initiales. Les échantillons saturés en fin de compression sont représentés par un symbole vide.

Pour le limon, les échantillons humides (0,25 0,35 et 0,45) ont un indice de vide initial inférieur de 0,15 à 0,3 unité par rapport à l'échantillon sec. Les agrégats, mis en place dans la cellule, une fois humidifiés se tassent par désagrégation puis réorganisation. Même constatation pour la tourbe blonde dont les échantillons initialement à 0,56 et 0,77 de teneur en eau volumique ont un indice de vide initial de 11,3 au lieu de 14,3 pour les échantillons moins humides. On peut penser que l'eau par son poids exerce une pression qui provoque le tassement des échantillons.

Au contraire, les mélanges humides présentent un indice de vide initial plus important que les mélanges secs. En effet les hydrocystes des feuilles de sphaigne de la tourbe blonde se gorgent d'eau et augmentent de volume. La macroporosité de l'échantillon augmente et l'indice de vide de l'échantillon aussi.

Quelles que soient les conditions expérimentales, l'indice de vide du limon est nettement inférieur à celui des mélanges et il diminue nettement quand la teneur en eau du limon augmente.

Dans toutes les conditions expérimentales, la tourbe blonde seule a toujours le plus fort indice de vide final. L'observation des mélanges montre que les échantillons avec 40% de tourbe blonde ont un meilleur indice de vide que le limon seul ou les échantillons avec 20% de tourbe blonde.

L'introduction de la tourbe blonde a un effet important sur le gain d'indice de vide  $e_{100r}$  des mélanges pour une teneur en eau volumique initiale donnée.

Pour les échantillons I20tbl séchés à l'air, la valeur de l'indice de vide est proche de celle du limon. Pour une teneur en eau volumique initiale de 0,15, à 500 kPa, les 20 % de tourbe blonde n'apportent aucune amélioration. Pour les échantillons I40tbl à 0,15, à 500 kPa, l'indice de vide est supérieur de 50 % par rapport à celui du limon.

Quand l'humidité initiale augmente (0,25, 0,35, 0,45), à 500 kPa, les mélanges I20tbl et I40tbl se caractérisent par un indice de vide supérieur de respectivement 55 % et 115 % par rapport au limon seul.

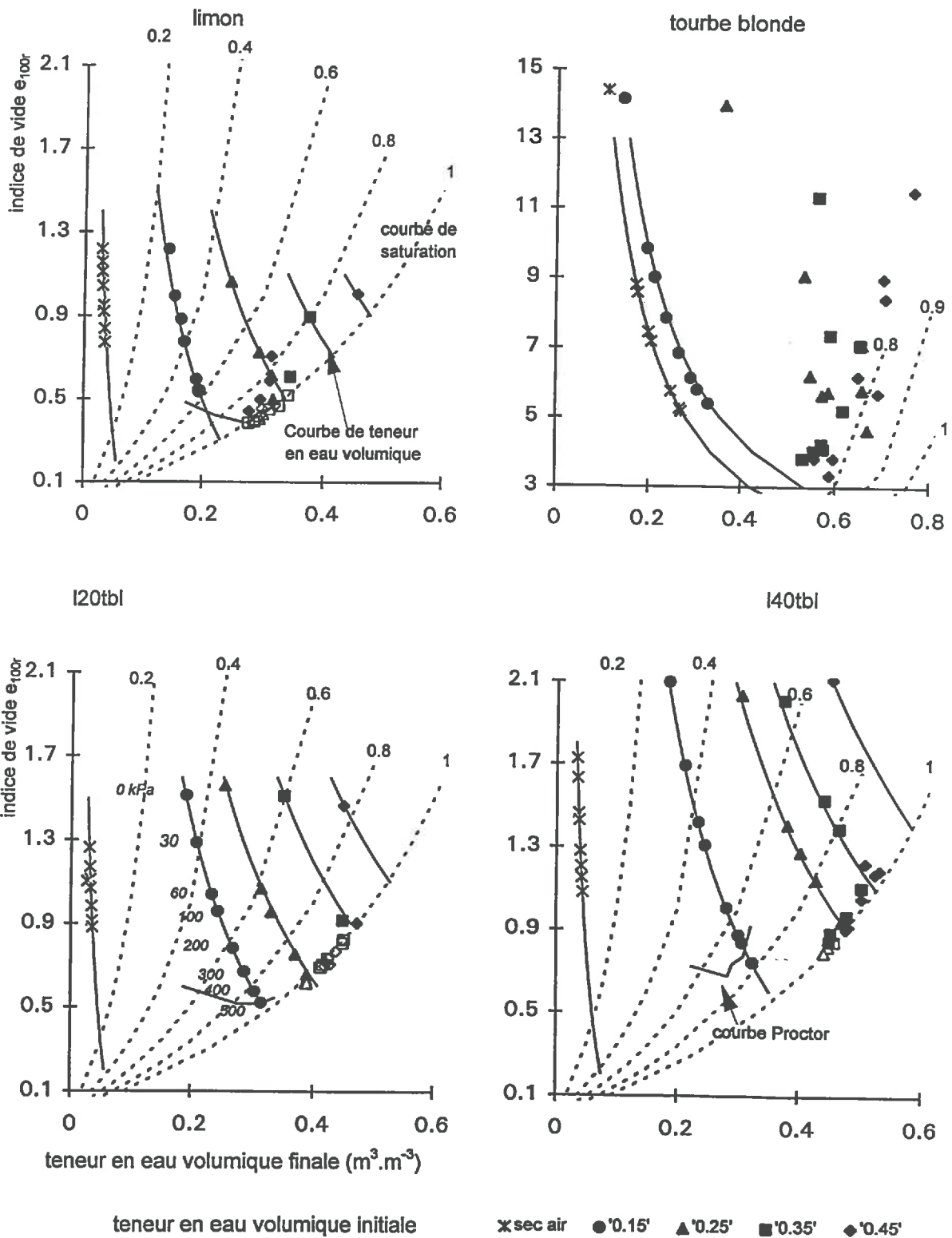


Figure 4.7 : Comparaison de l'indice de vide  $e_{100r}$  du limon, de la tourbe blonde et des mélanges I20tbl et I40tbl, en fonction de la teneur en eau volumique finale pour toutes les contraintes mécaniques appliquées et les teneurs en eau volumiques initiales. Les symboles évidés représentent les échantillons saturés en fin de compression.



### 4.2.3 Influence de la teneur en eau volumique initiale

#### 4.2.3.1 Présentation des résultats

Le niveau de saturation en eau d'un milieu a une grande importance sur sa susceptibilité au tassement. Lors d'une opération de consolidation qui reste conservatrice des masses d'eau, le taux de saturation augmente lorsque l'indice de vide diminue. Nous pouvons adopter un mode de présentation qui permet de comparer l'indice de vide final et la teneur volumique réelle en eau en fin de cycle. La teneur en eau volumique initiale n'intervient que comme paramètre des conditions initiales du matériau.

La figure 4.7 présente les courbes d'indice de vide  $e_{100r}$  en fonction de la teneur en eau volumique réelle en fin de cycle. La teneur en eau volumique initiale est utilisée comme légende pour afficher les différents échantillons de chaque matériau.

Pour chaque teneur en eau initiale, on indique les échantillons ayant subi les pressions de 0, 30, 60, 100, 200, 300, 400, et 500 kPa. Les échantillons saturés en fin de compression sont représentés par un symbole vide.

Les points expérimentaux sont comparés aux :

- courbes de variation de teneur en eau volumique calculée à partir de l'équation suivante :

$$e = \frac{\theta_i}{\theta} (1 + e_0) - 1 \quad (4.6)$$

avec  $e_0$  l'indice de vide initial et  $\theta_i$  la teneur en eau volumique initiale avant compression de l'échantillon. Ces courbes nous permettent de calculer la teneur en eau que devrait avoir l'échantillon à la fin de l'essai en fonction de sa préparation initiale.

- courbes d'iso-saturation des échantillons pour un taux de saturation  $S_r$  de 10, 20, 40, 50, 60, 80, 90, et 100 %. Elles sont calculées à partir de l'équation :

$$e = \frac{\theta}{(\rho_w \times S_r) - \theta} \quad (4.7)$$

avec  $\rho_w$  masse volumique de l'eau et  $S_r$  degré de saturation de l'échantillon.

Les possibilités de variation de la relation 4.7 sont limitées par la courbe de saturation  $S_r=1$ .

- courbes Proctor afin de pouvoir comparer la compression des échantillons par chemin statique et par chemin dynamique. D'après Ohu *et al* (1986), l'essai Proctor équivaut à un essai statique de 618 kPa.

#### 4.2.3.2 Compression et taux de saturation

Les échantillons se situent sur la courbe de teneur en eau correspondante. Les points sont alignés par ordre de chargement croissant des indices les plus élevés vers les indices les plus faibles. Quand le chargement augmente, l'indice de vide de l'échantillon diminue et corrélativement sa teneur en eau volumique augmente. Pour ces échantillons, cette bonne correspondance entre les valeurs mesurées et les valeurs calculées à partir de l'équation 4.7 confirme les conditions conservatrices de la quantité d'eau pour ces différentes compressions. Pour tous les milieux, la compression est importante si le taux de saturation initial est supérieur à 0,5 et l'indice de vide initial supérieur à 0,9.

Des observations plus détaillées de la figure 4.7 montrent que :

- tous les matériaux séchés à l'air autres que la tourbe blonde ont un taux de saturation de 0,1 après une compression de 500 kPa. Le limon a alors un indice de vide final de 0,75, l'20tbl de l'ordre de 0,9 et l'40tbl de 1,1.

A 0,15, pour une pression comprise entre 100 et 200 kPa, les mélanges ont un taux de saturation de l'ordre de 0,55. La valeur d'indice de vide est alors de 0,9. Au delà de 200 kPa, l'ajout de 20% et 40% de tourbe blonde augmente le taux de saturation du mélange par rapport au limon respectivement de 0,35 et 0,25. La valeur d'indice de vide final des mélanges à 500 kPa est de l'ordre de 0,5, valeur voisine de celle du limon seul. Les fibres de tourbe ne sont pas capables de résister à la compression et se tassent avec le limon. Les hydrocystes sont vides pour des potentiels hydriques supérieurs à -100 kPa (Valat, 1989) et s'écrasent sous l'effet de la compression.

- tous les échantillons de teneur en eau volumique initiale égale à 0,25 subissent une déformation du squelette importante. L'eau initiale remplit les 2/3 de la porosité et ne subit pas immédiatement la contrainte. Les agrégats se déforment et se réorganisent durant les premiers cycles. L'eau joue un rôle de lubrifiant dans la redistribution des particules. L'espace poral diminue et l'eau qui n'a pas la capacité de s'écouler librement remplit petit à petit la porosité.

L'intensité de la contrainte intervient dans la saturation des échantillons. Ainsi, les échantillons de limon seaturent dès 100kPa, de l20tbl seaturent pour 200kPa, et de l40tbl seaturent pour 300 kPa. L'indice de vide final après une pression de 500 kPa de ces échantillons saturés est très faible ( $\leq 0,5$ ) du fait des fortes déformations. La tourbe blonde fait exception puisqu'elle conserve une valeur de  $e$  supérieure à 3.

- les échantillons préparés avec des fortes teneurs en eau initiales (0,35 et 0,45 et plus) ont des comportements identiques quel que soit le matériau. Pour tous les matériaux, les échantillons ayant drainé pendant le chargement sont saturés et se trouvent bien sur la courbe de saturation où ils forment un alignement confus. La représentation met en évidence une légère compression et un drainage pendant les opérations de cyclage à l'état saturé ; mais le départ d'eau reste limité et n'est pas suffisant pour que la perturbation sur la phase solide soit importante.

- la tourbe blonde n'atteint jamais la saturation totale mais semble suivre la courbe de saturation de 0,80. On peut penser que, pendant la compression, des bulles d'air restent emprisonnées dans la matière organique et empêchent la saturation totale.

Nous avons vu que certains échantillons seaturent au cours de la compression. Les échantillons humides d'un même matériau présentent un indice de vide identique pour les contraintes de 300, 400 et 500 kPa. Les points sont alignés sur une droite de très faible pente (figure 4.6).

La saturation est liée sûrement à la nature en cyclage des essais. La compression de 5 secondes appliquée à chaque cycle est rapide. D'après le postulat de Terzaghi, les contraintes appliquées sur le sol se décomposent en contrainte appliquée au squelette (contrainte effective) et contrainte appliquée à l'eau ( $\mu$ ) avec la relation :

$$\sigma_{\text{totale}} = \sigma_{\text{effective}} + \mu \quad (4.8)$$

Durant les premiers cycles, le squelette se déforme et son espace poral se réorganise. L'eau gravitaire s'écoule mais celle présente en grande quantité au coeur de l'échantillon n'a pas le temps de migrer et se retrouve emprisonnée. Durant les cycles suivants, l'eau reçoit la charge en premier et résiste à la compression car elle est incompressible. La pression interstitielle dans l'échantillon devient très forte.

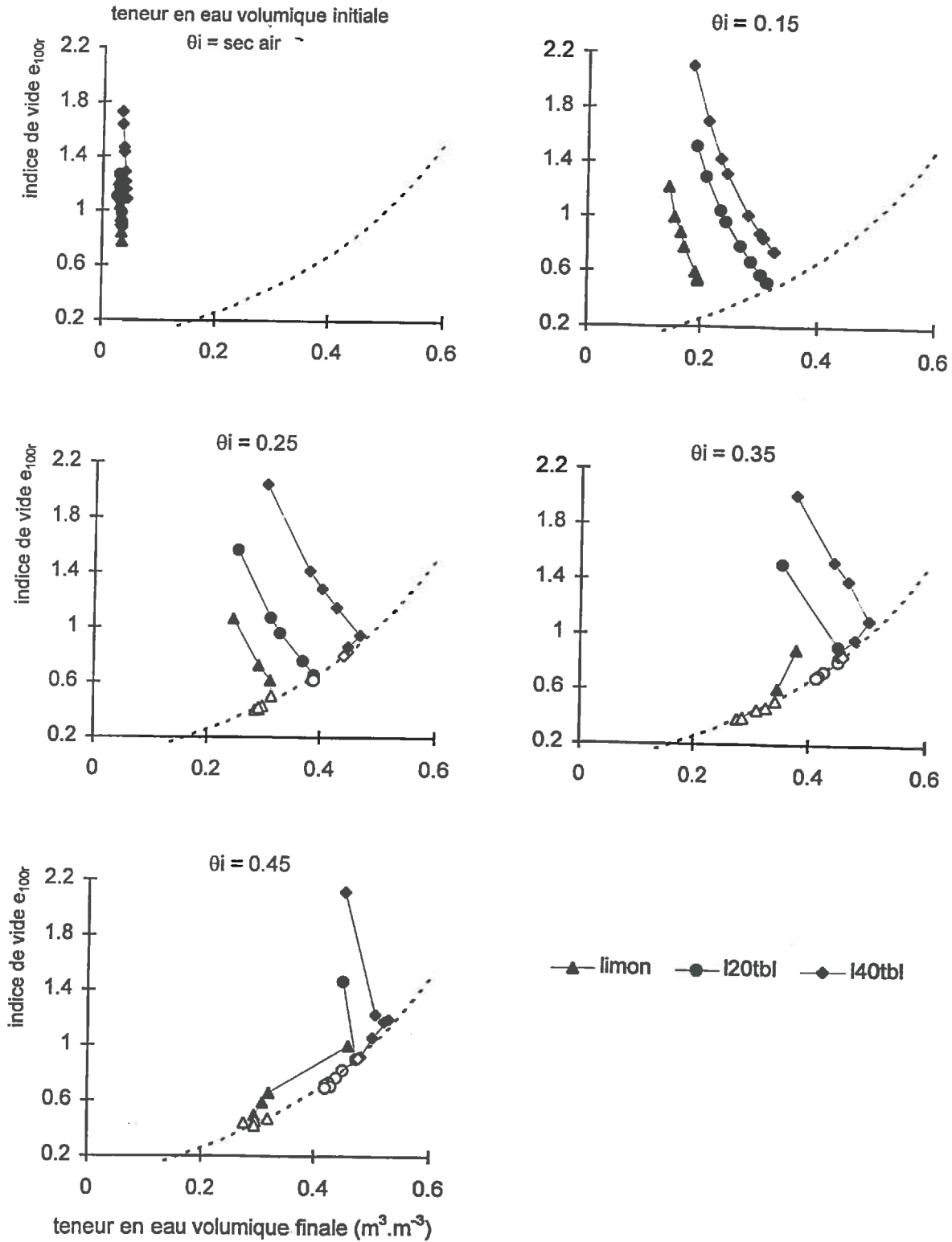


Figure 4.8 : Indice de vide  $e_{100r}$  du limon, I20tbl et I40tbl en fonction de la teneur en eau volumique finale et pour toutes les pressions mécaniques appliquées. Les symboles évidés représentent les échantillons saturés en fin de compression.

L'intensité de la contrainte à partir de 100 kPa n'intervient plus dans le réarrangement de l'échantillon saturé.

La figure 4.8 permet de comparer les valeurs finales d'indice de vide des matériaux en fonction de la teneur en eau volumique initiale. On constate ainsi un effet matière organique avec un indice de vide final plus élevé pour tous les mélanges par rapport au limon. Pour toutes les conditions expérimentales, ce sont les mélanges avec 40% de matière organique qui ont le meilleur indice de vide. Tous les échantillons I20tbl ont des valeurs d'indice de vide intermédiaires entre celles du limon et de I40tbl.

#### 4.2.3.3 Indice de compression et taux de saturation

Les valeurs des indices de compression  $C_c$  (§1.2.3.2) de chaque échantillon sont calculées par rapport au chargement de ce même échantillon à 30 kPa et à la même teneur en eau volumique initiale.

La compression est importante si le taux de saturation initial est supérieur ou égal à 0,5. Quand le taux de saturation dépasse 0,8, la compression diminue et la valeur de l'indice de compression tend vers des valeurs faibles. L'indice de compression est maximal pour un taux de saturation de 0,5 pour le limon et les mélanges préparés à 0,15 de teneur en eau volumique initiale. La valeur de l'indice de compression maximal est d'autant plus élevée que la teneur en tourbe est grande. Elle passe de 0,4 pour le limon à 0,65 pour 20% de tourbe et 0,75 pour 40% de tourbe blonde.

#### **4.2.4 Relâchement des matériaux et gonflement libre sous imbibition**

Après l'application des 100 cycles de compression, le gonflement libre des échantillons est mesuré pendant 15 minutes afin de caractériser le relâchement des matériaux en fin de cycle. Les échantillons sont ensuite saturés pendant 48 heures et on mesure le gonflement après imbibition.

Le relâchement relatif en fin de cyclage correspond au rapport de la déformation réversible du 100<sup>ème</sup> cycle (mesurée à la fin des 15 minutes) sur la déformation totale du 100<sup>ème</sup> cycle ( $e_0 - e_{100c}$ ). Il est noté  $R_{100}$ .

Le relâchement relatif après imbibition correspond au rapport de la déformation réversible après imbibition sur la déformation totale du 100<sup>ème</sup> cycle ( $e_0 - e_{100c}$ ). Il est noté  $R_{100 \text{ sat}}$ .

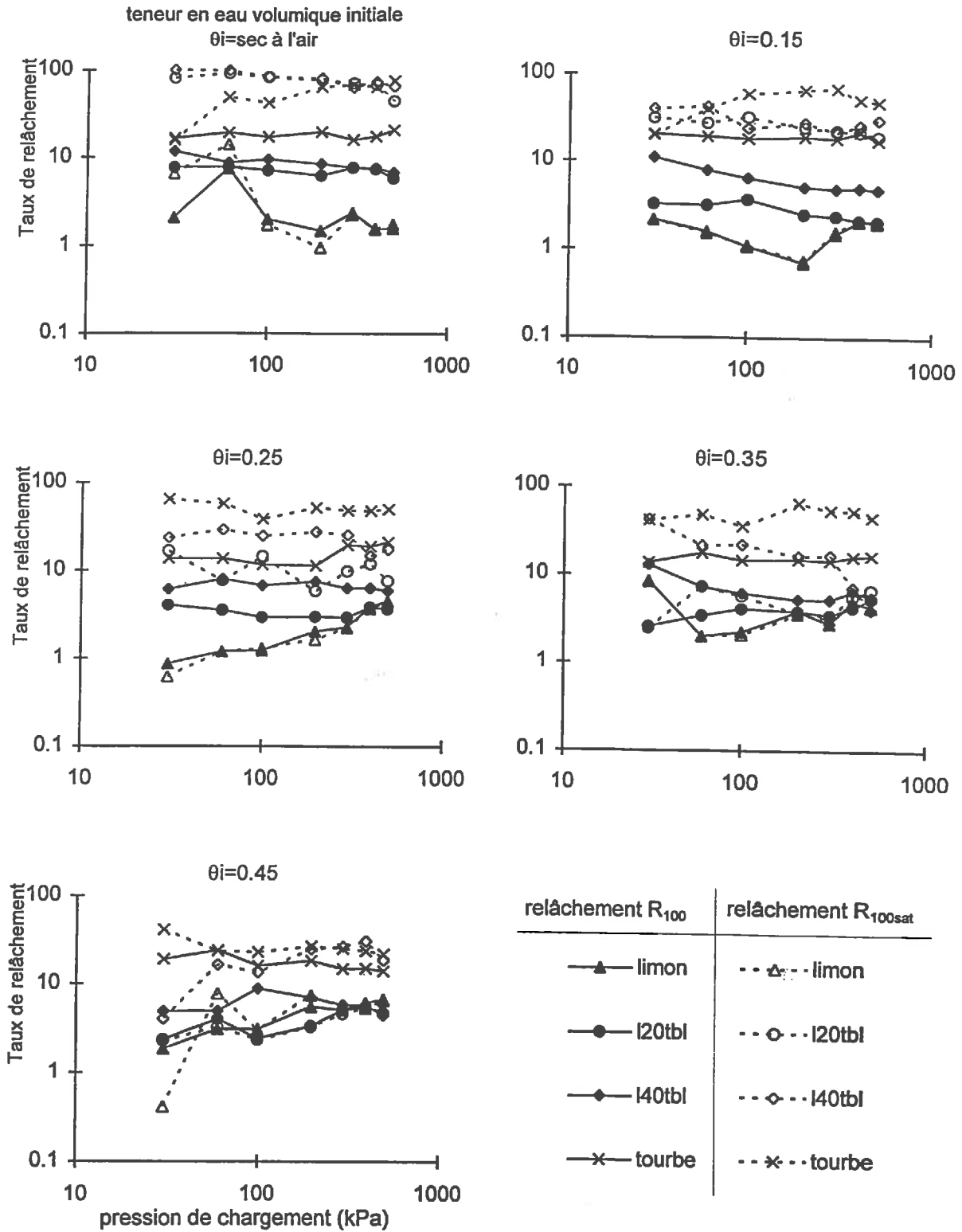


Figure 4.9 : Taux de relâchement immédiat  $R_{100}$  et taux de relâchement après saturation  $R_{100\text{sat}}$  du limon, l20tbl et l40tbl en fonction de la pression de chargement et pour toutes les teneurs en eau volumique initiales.

#### 4.2.4.1 Relâchement relatif $R_{100}$

La figure 4.9 montre le relâchement relatif des matériaux pour une même teneur en eau volumique initiale. Pour toutes les conditions expérimentales, la tourbe blonde se relâche le plus, environ de 20 à 40%.

- Les échantillons séchés à l'air de I40tbl et I20tbl ont le même comportement. Quand la teneur en eau initiale atteint 0,15, I20tbl se relâche moins que I40tbl.

- Les échantillons à teneur en eau initiale moyenne (0,25) montrent un comportement particulier pour le limon. En effet, le relâchement augmente avec l'intensité de la pression appliquée mais reste faible de l'ordre de 0,8 à 5%. Pour la tourbe blonde ou les mélanges à base de tourbe, la valeur de  $R_{100}$  varie peu avec l'intensité de la pression appliquée. Le relâchement de la tourbe seule est meilleur que celui des mélanges et notamment de I20tbl qui se comporte de la même manière que le limon seul à partir de 300 kPa.

- Les mélanges et le limon à fortes teneurs initiales en eau (0,35 et 0,45) ont des comportements assez proches car ils sont saturés en eau dès le début du cyclage. Leur relâchement varie entre 3 et 10% avec une valeur de  $R_{100}$  plus forte pour I40tbl.

#### 4.2.4.2 Relâchement relatif $R_{100sat}$ après réhydratation

La figure 4.9 permet de caractériser le gonflement après imbibition des matériaux.

La saturation n'affecte pas la reprise de hauteur du limon quelles que soient les conditions expérimentales.

La tourbe et les mélanges à base de tourbe se relâchent de 60 à 90% pour les échantillons séchés à l'air et de 10 à 60% pour les échantillons préparés à 0,15. L'imbibition augmente le relâchement de ces matériaux. Pour la teneur en eau volumique initiale de 0,25,  $R_{100sat}$  diminue mais reste toujours plus forte que  $R_{100}$ .

Quand la teneur en eau initiale est égale à 0,35 et 0,45, la tourbe et I40tbl (sauf pour 500kPa à 0,35) conservent un bon gonflement non influencé par la contrainte. Le mélange I20tbl est plus sensible aux augmentations de contrainte avec une diminution de  $R_{100sat}$  à partir de 200 ou 300 kPa.

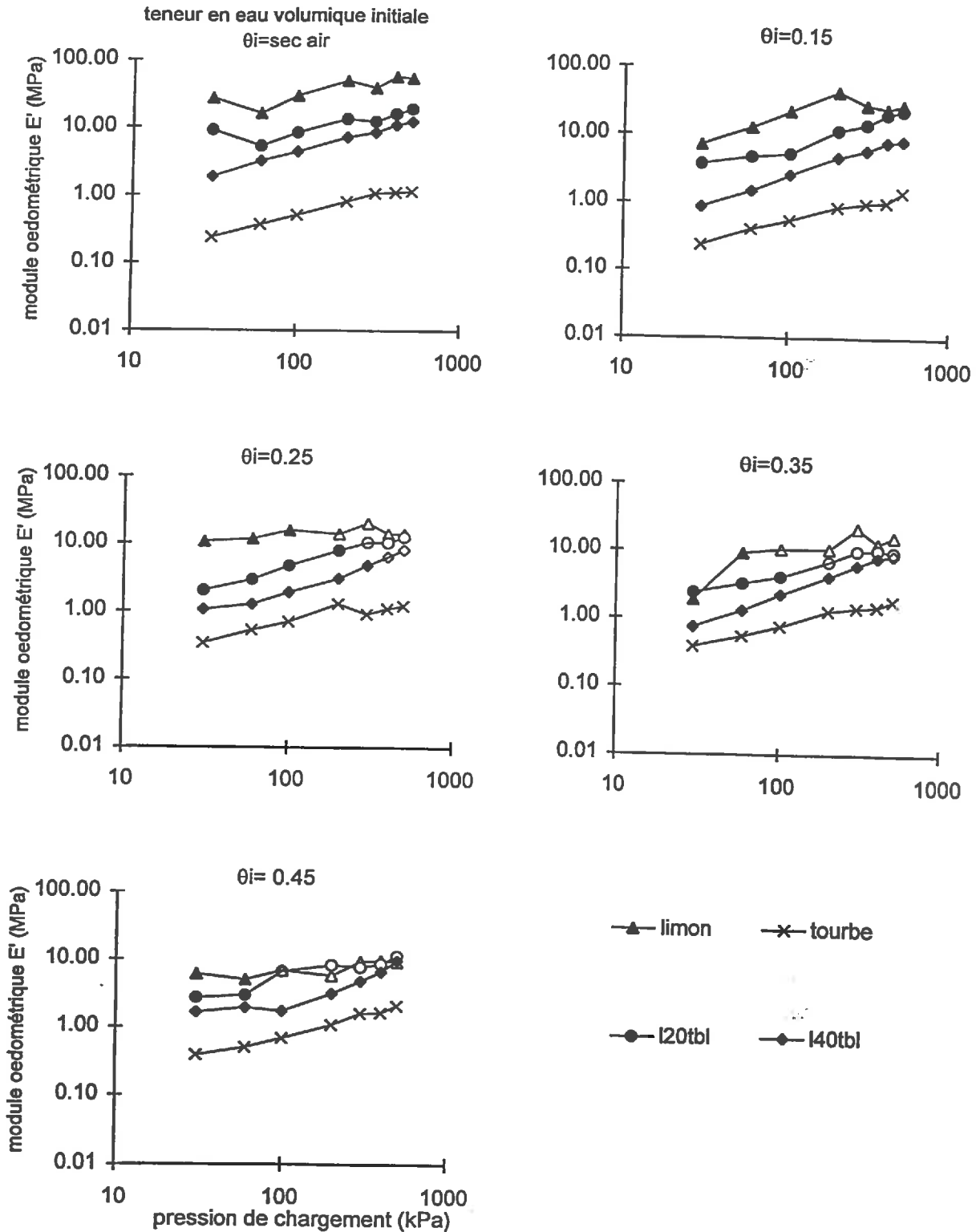


Figure 4.10 : Comparaison du module oedométrique  $E'$  du dernier cycle de compression pour le limon, l20tbl et l40tbl en fonction de la pression de chargement et pour toutes les teneurs en eau volumique initiales. Les symboles évidés représentent les échantillons saturés.



#### 4.2.4.3 Détermination du module oedométrique $E'$

Afin de comparer les propriétés élastiques des matériaux, le module oedométrique pour le 100<sup>ème</sup> cycle est calculé à partir de l'équation suivante :

$$E' = \frac{\Delta\sigma}{\varepsilon_1^r} = -\Delta\sigma \frac{(1 + e_{99r})}{(e_{100c} - e_{99r})} \quad (4.8)$$

avec  $\varepsilon_1^r$  = déformation axiale réversible,

$\Delta\sigma$  = la contrainte mécanique appliquée,

$e_{99r}$  = indice de vide relâché du 99<sup>ème</sup> cycle de compression,

$e_{100c}$  = indice de vide compressé à la fin du 100<sup>ème</sup> cycle de compression.

Le module oedométrique  $E'$  est pratiquement l'inverse du relâchement du paragraphe précédent multiplié par la pression de chargement appliquée. Les courbes du module oedométrique  $E'$  en fonction de la contrainte mécanique appliquée et pour une teneur en eau volumique initiale sont tracées sur la figure 4.10. Pour tous les matériaux, la valeur de  $E'$  augmente avec l'intensité de la contrainte appliquée.

$E'$  n'est pas une fonction linéaire de l'intensité de la contrainte appliquée et il ne correspond pas au module de Young du matériau.

La valeur de  $E'$  diminue quand la teneur en eau volumique initiale augmente. Cette observation est surtout caractéristique du limon dont la valeur de  $E'$  passe d'environ 60 MPa quand il est sec à l'air à 10 MPa quand  $\theta_i=0,45$ .

La comparaison des matériaux entre eux montre que le limon a toujours la plus forte valeur de  $E'$  sauf pour  $\theta_i=0,45$ . Le limon est le matériau qui offre la meilleure résistance à la compression. La tourbe blonde a les plus faibles valeurs de  $E'$  qui varie peu avec la teneur en eau volumique initiale. Les mélanges avec 40% de tourbe ont une valeur de  $E'$  plus faible que les mélanges avec 20% de tourbe. L'introduction de tourbe diminue le module oedométrique pour les mélanges.

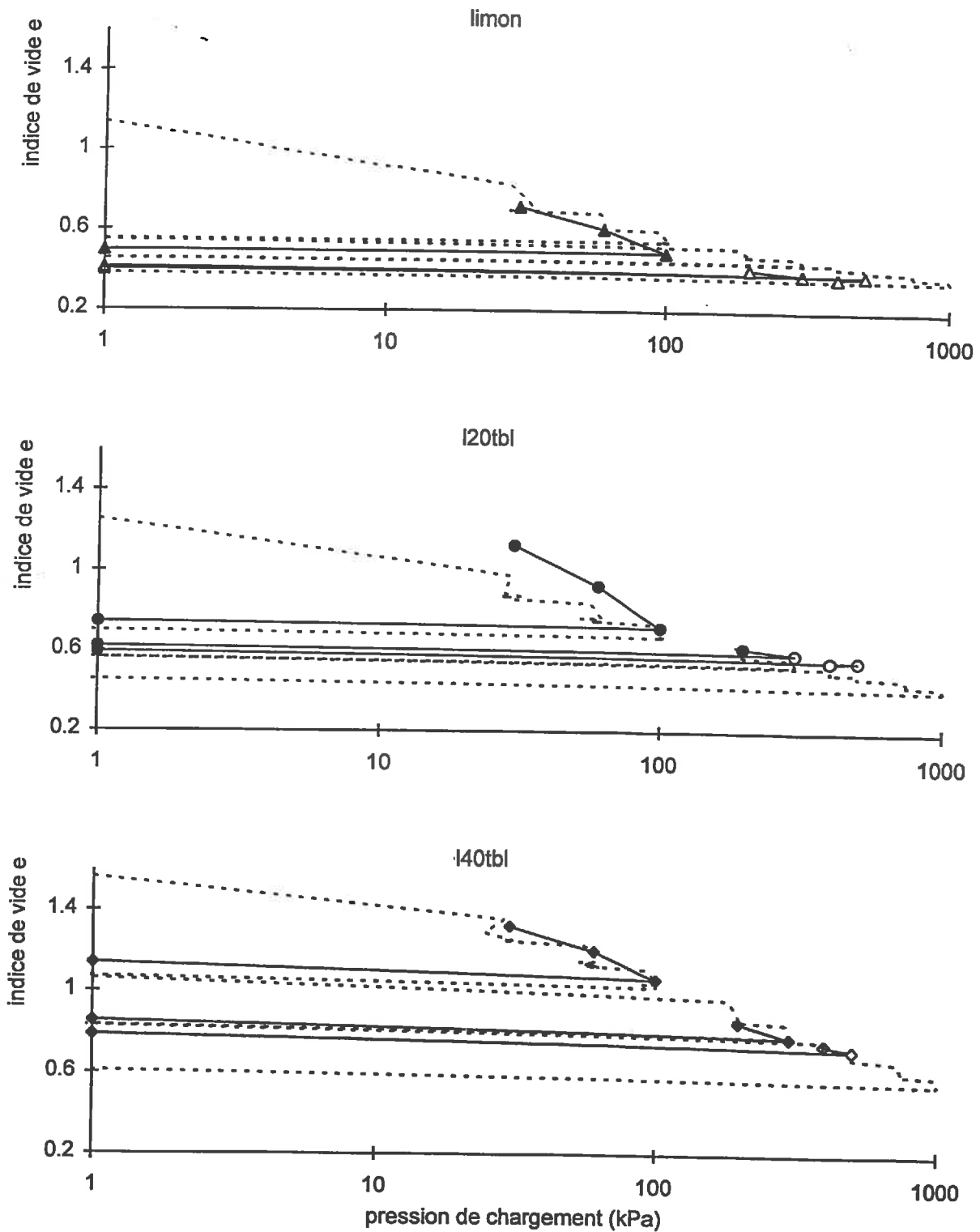


Figure 4.11 : Comparaison de l'indice de vide de l'essai oedométrique (en pointillé) et de l'indice de vide  $e_{100r}$  (symbole et trait plein) pour une teneur en eau volumique initiale de  $0,25 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ . Les symboles évidés représentent les échantillons saturés en fin de compression.

### **4.3 LES DEFORMATIONS SOUS ESSAI DE TYPE OEDOMETRIQUE**

La figure 4.11 compare pour une humidité initiale de  $0,25 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$  et pour trois matériaux différents, (i) la courbe déformation-contrainte obtenue avec l'essai oedométrique en drainage libre sur un même échantillon et (ii) les valeurs de  $e_{100r}$  obtenues avec les essais de cyclage aux différents chargements. Les correspondances entre les deux types d'essai sont bonnes. Les résultats obtenus pour les autres humidités figurent en annexe 1.

#### **4.3.1 Comparaison de l'indice de vide de l'essai oedométrique ( $e_{oe}$ ) et de ( $e_{100r}$ )**

Pour le limon, les valeurs de  $e_{100r}$  pour des contraintes supérieures ou égales à 100 kPa sont un peu plus faibles que les valeurs obtenues à chargement constant. Pour l40tbl, les valeurs de compression à charge constante et après chargements répétés sont identiques. Les deux chemins de contraintes par chargements constants et chargements répétés provoquent des tassements similaires. Pour l20tbl, les valeurs de  $e_{100r}$  sont supérieures aux valeurs à chargement constant pour les chargements inférieurs à 100kPa. Pour les contraintes supérieures à 300 kPa pour le limon et 400 kPa pour les mélanges, et contrairement à l'essai oedométrique, la compression ne semble plus évoluer avec les essais de cyclage. Ce phénomène, observable sur tous les échantillons, se produit pour des chargements d'autant plus faibles que l'humidité initiale est élevée.

Si une probable variabilité de la teneur en eau réelle des mélanges peut être envisagée, l'importance de l'eau emprisonnée dans l'espace poral de l'échantillon doit être prise en compte. Dans ces essais, l'eau, lorsqu'elle est présente en grande quantité au départ (0,25 par exemple), supporte la charge en premier et résiste à la compression. La pression interstitielle de l'eau devient élevée. Au cours des 24 heures de chaque étape de chargement de l'essai oedométrique, l'eau a le temps de migrer dans l'échantillon et de s'écouler par les orifices de drainage. Quand la pression interstitielle diminue, le squelette se déforme et l'espace poral se modifie. Lors des essais de cyclage, les durées de chargement sont très courtes (5 secondes) et l'eau qui n'a pas le temps de migrer constitue la phase qui résiste à la compression.

### 4.3.2 Comparaison des indices de compression et de gonflement

Pour l'essai oedométrique, un indice de compression  $C_{c_{oe}}$  et un indice de gonflement  $C_{g_{oe}}$  à 100 kPa et 300 kPa de chaque échantillon est déterminé.

Les courbes tracées pour les essais sous chargements répétés ont une allure de courbe oedométrique avec deux portions dont les pentes expriment la déformation due à la consolidation du matériau (figures 4.6 et 4.11). Les pentes les plus fortes traduisent des modifications importantes de l'organisation du matériau. La partie de courbe avec la pente la plus forte permet de déterminer un indice de compression  $C_{c_{100}}$  du matériau en fonction de sa teneur en eau volumique initiale. Les échantillons saturés en fin de compression ne sont pas pris en compte dans la détermination de l'indice de compression. On détermine aussi un indice de gonflement  $C_{g_{100}}$  après 100 cycles de compression à 100 kPa et 300 kPa à partir de la valeur de déformation réversible.

Le tableau 4.4 permet de comparer les indices de compression obtenus sur les différents essais.

Tableau 4.4 : Indices de compression  $C_{c_{oe}}$  et  $C_{c_{100}}$  pour différentes teneurs en eau volumique initiales.

matériau	humidité initiale	$C_{c_{oe}}$	$C_{c_{100}}$
limon	0,15	0,400	0,205
	0,25	0,217	0,161
	0,35	0,201	0,120
tourbe blonde	0,15	2,865	1,421
	0,25	2,385	1,753
	0,35	2,702	1,794
I20tbl	0,15	0,476	0,264
	0,25	0,297	0,169
	0,35	0,270	0,160
I40tbl	0,15	0,519	0,336
	0,25	0,477	0,235
	0,35	0,498	0,172

Les valeurs d'indice de compression  $C_{c_{oe}}$  sont supérieures à  $C_{c_{100}}$  pour toutes les conditions expérimentales d'un matériau donné. Cette différence est due au principe de l'essai oedométrique. Au cours des 24 heures d'un même chargement, le

matériau a le temps de se réorganiser par rapport à l'essai sous 100 cycles de chargement.

Pour la tourbe blonde, la valeur de l'indice de compression est supérieure ou égale à 2,3 (résultats en accord avec Mazière, 1969) et elle est indépendante de la teneur en eau initiale. Les indices de compression du limon et des mélanges diminuent avec l'augmentation de la teneur en eau volumique initiale. A 0,15, les échantillons compressés aux fortes contraintes ne sont jamais saturés et se tassent avec une réorganisation maximale. Quand la teneur en eau initiale augmente (0,25 et 0,35), l'expulsion de l'eau est freinée par une certaine viscosité de l'eau adsorbée qui a ainsi un effet retardateur sur la consolidation (Vidalie, 1977). Les valeurs d'indice de compression à 0,25 et 0,35 sont identiques pour un même matériau donné.

L'indice de compression augmente avec la teneur en tourbe blonde. Cette constatation est très significative pour I40tbl par rapport au limon. Ces résultats sont identiques à ceux obtenus par Stone et Ekwue (1995) pour des mélanges de limon-tourbe blonde à différentes teneurs en eau volumiques initiales. La tourbe blonde en mélange augmente l'espace poral et corrélativement la sensibilité à la compression du sol.

Monnier et Guérif (1980) ont montré que la tourbe blonde fibreuse compressé se relâche au moins jusqu'à 160 kPa. La détermination des indices de gonflement après un relâchement à 100 kPa et 300 kPa (Tableau 4.5) nous permet d'interpréter la élasticité de la tourbe blonde seule ou en mélange.

Tableau 4.5 : Indices de gonflement  $C_{g_{0e}}$  et  $C_{g_{100}}$  après un relâchement à 100 et 300 kPa pour différentes teneurs en eau volumique initiales.

matériau	humidité initiale	$C_{g_{0e}}$ 100 kPa	$C_{g_{100}}$ 100 kPa	$C_{g_{0e}}$ 300 kPa	$C_{g_{100}}$ 300 kPa
limon	0,15	0,003	0,002	0,003	0,004
	0,25	0,004	0,004	0,005	0,006
	0,35	0,003	0,005	0,004	0
tourbe blonde	0,15	0,481	0,675	0,417	0,711
	0,25	0,494	0,530	0,410	0,771
	0,35	0,556	0,490	0,502	0,488
I20tbl	0,15	0,005	0,011	0,008	0,008
	0,25	0,013	0,012	0,013	0,011
	0,35	0,014	0,014	0,013	0,012
I40tbl	0,15	0,021	0,027	0,024	0,025
	0,25	0,023	0,038	0,019	0,031
	0,35	0,040	0,032	0,035	0,024

L'ajout de tourbe blonde multiplie par 7 à 15 la valeur de l'indice de gonflement du mélange I40tbl par rapport au limon seul. La tourbe blonde a un indice de gonflement 100 fois plus élevé que le limon.

Pour le limon et I20tbl, les indices de gonflement des essais sous chargement répétés (mesuré après 15 minutes) et sous essai oedométrique (mesuré après 24 heures) sont identiques. L'intensité de la pression avant le relâchement et la durée de relâchement n'interviennent pas sur la valeur du gonflement qui est faible.

Pour la tourbe blonde et I40tbl,  $C_{g_{oe}}$  à 300 kPa est plus faible que  $C_{g_{oe}}$  à 100 kPa pour les teneurs en eau volumique initiales de 0,25 et 0,35. Jusqu'à 100 kPa, l'eau retenue entre les fibres de tourbe blonde a résisté à la compression et la réorganisation de l'espace poral est moindre. Ainsi à 100 kPa, l'indice de gonflement croît avec la teneur en eau volumique initiale. A partir de 300 kPa, une quantité supplémentaire de l'eau initiale est évacuée. La modification de l'espace poral est plus importante et le matériau a perdu de son élasticité. Il se produit une évolution des propriétés mécaniques de la tourbe blonde entre 100 et 300 kPa de contrainte mécanique.

#### 4.4 CONCLUSION

Les compressions sous chargements répétés permettent de prédire pour chaque échantillon une valeur limite finie (pour un nombre de cycles infini) du tassement en fonction de l'intensité de la contrainte mécanique appliquée et de la teneur en eau volumique initiale. Au bout de 100 cycles de chargement, les échantillons sont consolidés à plus de 80% pour le limon et plus de 90% pour les mélanges à base de tourbe blonde.

La tourbe blonde en mélange avec le limon améliore le module oedométrique et les propriétés de relaxation de ce dernier. Une mise en place peu soignée sera donc moins dommageable pour les mélanges à base de tourbe blonde qui ont une meilleure capacité à retourner vers leur état initial.

Le limon seul a une densité apparente sèche, supérieure ou égale à  $1,7 \text{ g cm}^{-3}$  pour tous les échantillons humides (0,25 0,35 et 0,45) compressés à plus de 100 kPa. Dans ces conditions, le développement des racines est fortement inhibé (Monti et

Mackintosh, 1979) et les risques d'asphyxie racinaire sont importants. D'après Duffy et Mc Clurkin (1974, *in* Craul, 1992), le taux de reprise de pins en zone urbaine est nul pour une densité supérieure à  $1,65 \text{ g cm}^{-3}$ .

L'ajout de 40% de tourbe blonde confère au mélange un bon indice de vide qui est souvent deux fois plus grand que pour le limon tout seul. La densité apparente sèche de I40tbl reste toujours inférieure à  $1,4 \text{ g cm}^{-3}$  pour tous les échantillons testés. Dans ce cas, le taux de succès de reprise des pins (Duffy et Mc Clurkin, 1974 *in* Craul, 1992), serait de 60%. La tourbe blonde résiste bien à la compression jusqu'à 100 kPa et maintient au sein des mélanges un bon espace poral. Elle joue un rôle de réservoir en eau du sol grâce à ses propriétés hydrophiles. Donc, les échantillons I40tbl conservent de bonnes propriétés physiques même après des conditions de mise en place difficiles ou des passages répétés d'engins ou de piétons.

## CHAPITRE 5

### PROPRIETES HYDRODYNAMIQUES

### DES MELANGES LIMON-TOURBE

La conductivité hydraulique en conditions saturées est comparée pour les produits purs et leurs mélanges. L'effet de l'introduction de la tourbe blonde sur les propriétés hydrodynamiques du limon argileux de Villescrenes est étudié.

La figure 5.1 représente pour chaque matériau les courbes de  $K_s$  en fonction de la contrainte mécanique appliquée et de la teneur en eau volumique initiale.

#### 5.1 INFLUENCE DE L'INTENSITE DE LA CONTRAINTE APPLIQUEE ET DE LA TENEUR EN EAU VOLUMIQUE INITIALE

##### 5.1.1 Tourbe blonde

La tourbe blonde présente les valeurs de  $K_s$  les plus élevées. Ces valeurs de  $K_s$  varient peu et se situent entre  $1 \cdot 10^{-4}$  et  $1 \cdot 10^{-5} \text{ ms}^{-1}$ .

Les échantillons de tourbe blonde préparés à 0,1 et 0,15 de teneur en eau volumique initiale ont des valeurs de  $K_s$  voisines qui sont indépendantes de la contrainte mécanique appliquée.

De même, les échantillons préparés à 0,36 et 0,56 ont des valeurs de  $K_s$  très proches. Mais, la valeur de  $K_s$  diminue régulièrement pour les contraintes de 30 à 300 kPa puis elle se stabilise pour les contraintes mécaniques de 300, 400 et 500 kPa.

La tourbe, préparée à 0,77 de teneur en eau volumique, a la plus forte valeur de  $K_s$  pour une contrainte mécanique inférieure à 100 kPa puis se comporte comme les échantillons les moins humides. Quand la tourbe est très humide, les fibres et les feuilles de sphaigne sont gorgées d'eau.



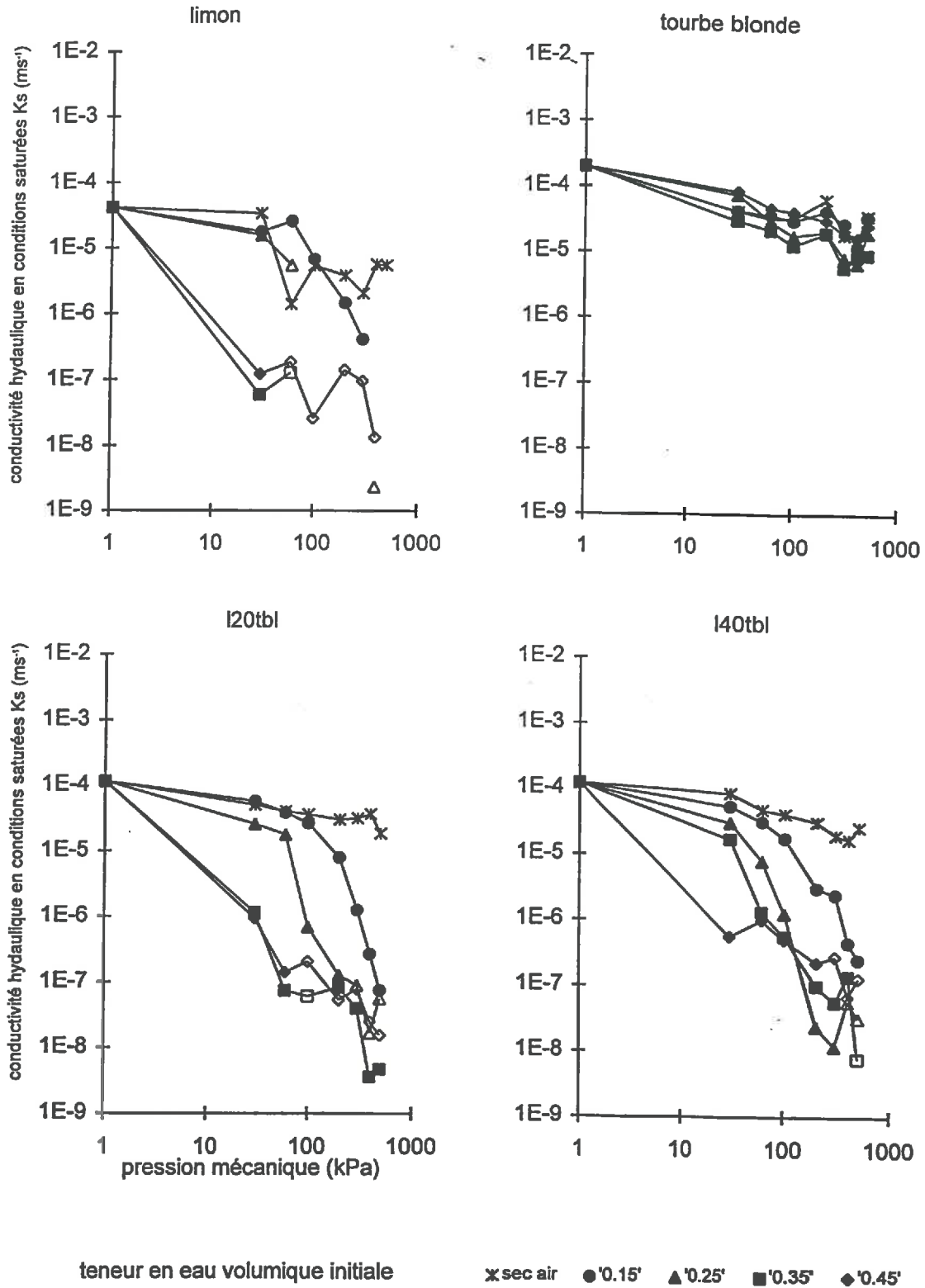


Figure 5.1 : Conductivité hydraulique en saturé  $K_s$  du limon, l20tbl et l40tbl, en fonction de la pression mécanique appliquée et pour toutes les teneurs en eau volumique initiales. Les symboles évidés représentent les échantillons saturés en fin de compression.

Cette eau, pour les contraintes mécaniques inférieures à 100 kPa, est bien retenue dans les feuilles de sphaigne et son incompressibilité maintient dans l'échantillon un bon espace poral (voir chapitre 4). Les chemins de circulation de l'eau sont maintenus et assurent une valeur de  $K_s$  plus élevée. Quand la contrainte mécanique est supérieure à 100 kPa, l'eau contenue dans les hydrocystes de la tourbe est évacuée et l'échantillon se tasse plus vite entraînant une valeur de  $K_s$  plus faible.

### 5.1.2 Limon et mélanges terreux

Le limon et les mélanges séchés à l'air ont une valeur de  $K_s$  qui varie peu avec la contrainte mécanique appliquée.

Pour l'ensemble des matériaux humides,  $K_s$  diminue quand la contrainte mécanique augmente. En effet, les matériaux préparés à 0,25, 0,35 et 0,45 de teneur en eau volumique initiale présentent une forte variation de  $K_s$  pour les contraintes inférieures ou égales à 200 kPa.

$K_s$  se stabilise pour des contraintes mécaniques supérieures à 200 kPa, indépendamment de la contrainte mécanique et de la teneur en eau volumique initiale, pour les échantillons I20tbl et I40tbl. Ces matériaux ont atteint la saturation au cours de la compression mécanique. Pour chacun de ces matériaux, leur indice de vide final est identique en fin de consolidation comme nous l'avons montré au paragraphe 4.2.3.

### 5.1.3 Comparaison des matériaux entre eux

La conductivité hydraulique en saturée a pu être mesurée pour tous les mélanges et la tourbe blonde.

Pour le limon, préparé à 0,25 et 0,35 de teneur en eau volumique initiale et pour des contraintes mécaniques supérieures à 100 kPa, les débits trop faibles ont rendu les mesures impossibles.

Tous ces échantillons de limon ont un indice de vide très faible ( $e=0,4$ ). On peut penser que les macropores ont disparu et que les micropores restants sont fermés donc non connectés ou très fins rendant la mesure impossible à réaliser avec un système à charge constante.

Donc l'apport de tourbe en mélange avec le limon améliore la circulation de l'eau dans les échantillons.

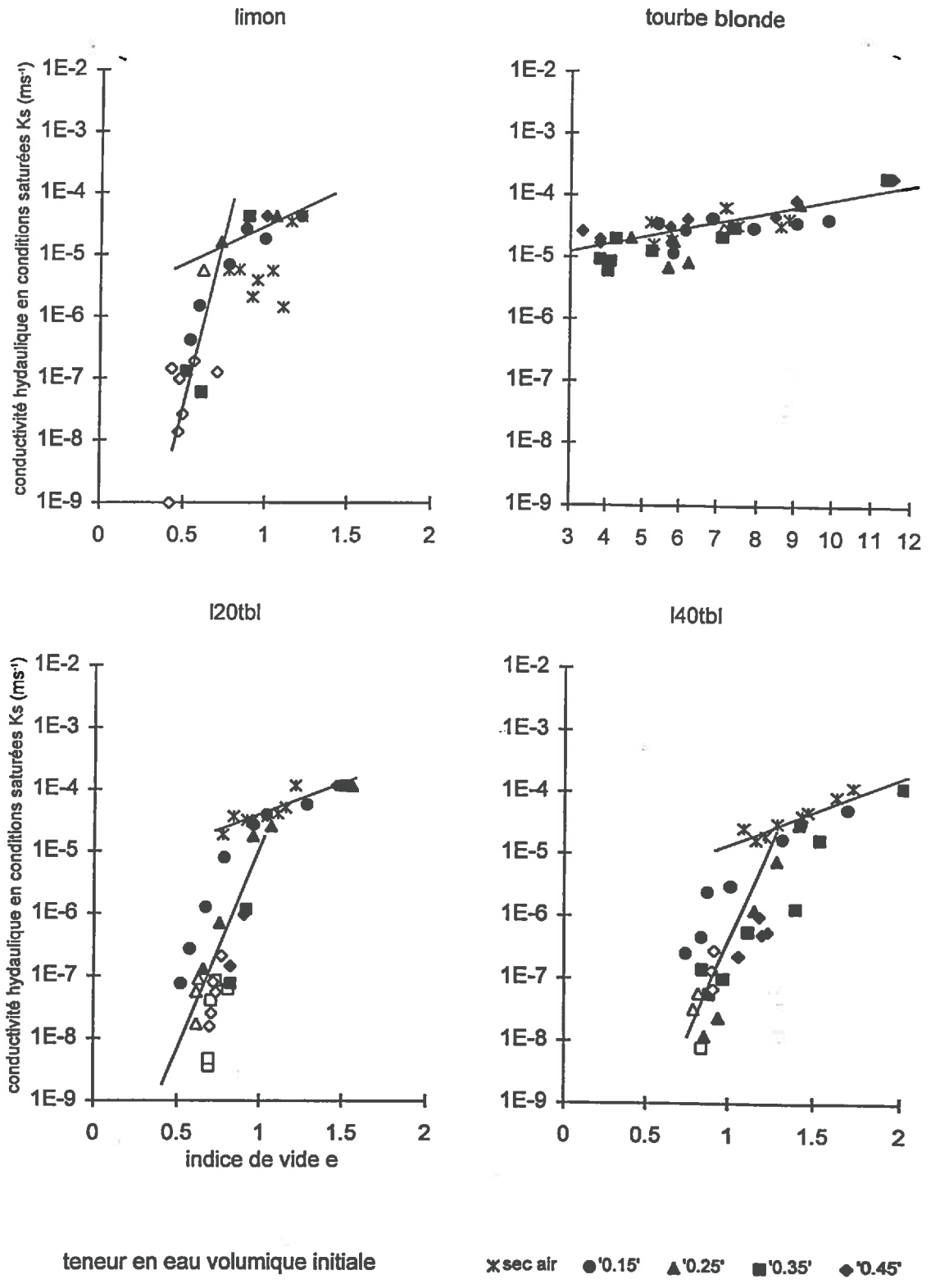


Figure 5.2 : Conductivité hydraulique en saturé  $K_s$  en fonction de l'indice de vide  $e_{100}$  du limon, I20tbl et I40tbl pour toutes les teneurs en eau volumique initiales. Les symboles évidés représentent les échantillons saturés en fin de compression.

## **5.2 INFLUENCE DE L'INDICE DE VIDE FINAL**

La figure 5.2 présente les variations du logarithme de  $K_s$  en fonction de l'indice de vide final  $e_{100}$ . Pour le limon seul et les matériaux en mélanges, les courbes sont constituées de deux parties avec des pentes bien distinctes. La tourbe ne présente que la première partie de la courbe dans le domaine des contraintes exercées.

- Pour les fortes valeurs d'indice de vide, la courbe a une faible pente. Les valeurs de pente du limon et du mélange I20tbl sont voisines, environ 1,15. La variation de  $\log(K_s)$  est proportionnelle à la variation d'indice de vide, donc à la modification de l'espace poral. La variation de conductivité hydraulique est faible pour une grande variation de l'indice de vide.

Quand la teneur en matière organique augmente, la pente passe à 1,28 pour I40tbl. Cette augmentation de valeur est liée à une variation plus grande de la conductivité hydraulique. Ces échantillons riches en matière organique ont tendance à se tasser plus rapidement dès les faibles contraintes mécaniques. La variation d'indice de vide, même si elle est importante, est moins forte que la variation de conductivité hydraulique.

Pour la tourbe, la pente est très faible : 0,1. Même si la variation d'indice de vide est importante entre les échantillons comprimés à 30 kPa et 500 kPa (6 unités), la valeur de  $K_s$  reste relativement constante. Donc la réorganisation de la tourbe modifie peu le fonctionnement hydrique du matériau.

- Pour les faibles valeurs d'indice de vide, la courbe a une forte pente avec une variation de  $\log(K_s)$  très forte. Ces observations correspondent aux échantillons à fortes teneurs en eau volumique initiales (0,25 0,35 0,45). Une faible modification de l'organisation de l'espace poral se traduit par une forte réduction de la circulation de l'eau. Les cheminements préférentiels de l'eau se réorganisent, s'écrasent, s'obstruent et le volume d'eau susceptible de passer à travers l'échantillon est fortement diminué.

Les échantillons I20tbl ont une valeur de pente 8,5. Ces matériaux soumis à des pressions mécaniques ont des comportements voisins comme nous l'avons déjà constaté dans le chapitre 4. Un apport de 20% de matière organique en volume dans le limon diminue les variations de  $K_s$  pour des variations d'indices de vide finaux proches pour le limon et I20tbl.

L'apport de 40% de tourbe blonde améliore encore plus cet effet puisque la pente est de 5,52. Donc la tourbe blonde doit subir de très grandes variations d'indice de vide pour voir diminuer une circulation d'eau au sein de son échantillon.

Dans le tableau 5.1, les valeurs des points d'intersection entre les deux parties de courbes sont calculées pour chaque matériau.

Tableau 5.1 : point d'intersection des droites de la figure 5.2

matériaux	indice de vide au point d'intersection
limon	0,77
tourbe	-
I20tbl	1,08
I40tbl	1,15

Si l'échantillon a un indice de vide final supérieur à cette valeur au point d'intersection, on peut supposer que son  $K_s$  sera élevé avec une valeur comprise entre  $1.10^{-4}$  et  $1.10^{-5} \text{ ms}^{-1}$ . Au contraire si l'indice de vide final est inférieur à ce point d'intersection,  $K_s$  chute rapidement avec la valeur de contrainte appliquée. Cette valeur seuil est la plus faible pour le limon (0,77) qui présente dès le départ une valeur d'indice de vide plus faible.

Les échantillons I20tbl ont une valeur de 1,08. Pour I40tbl la valeur seuil est plus forte (1,15) puisque la pente est plus faible sur la deuxième partie de la courbe. La valeur de  $K_s$  diminue fortement pour une valeur d'indice de vide relativement élevée mais nous avons vu qu'au dessus de cette valeur seuil les variations de  $K_s$  sont moins brutales que pour les autres matériaux.

### **5.3 CONCLUSION**

L'introduction de tourbe blonde dans le limon a un effet très favorable sur les mesures de conductivité hydraulique en saturé. Certains échantillons fortement comprimés de limon se sont colmatés et aucune mesure n'a été possible. Pour les mélanges à base de tourbe, les mesures ont toujours été possibles. Ces valeurs restent toujours supérieures à celles du limon pur pour toutes les conditions expérimentales.

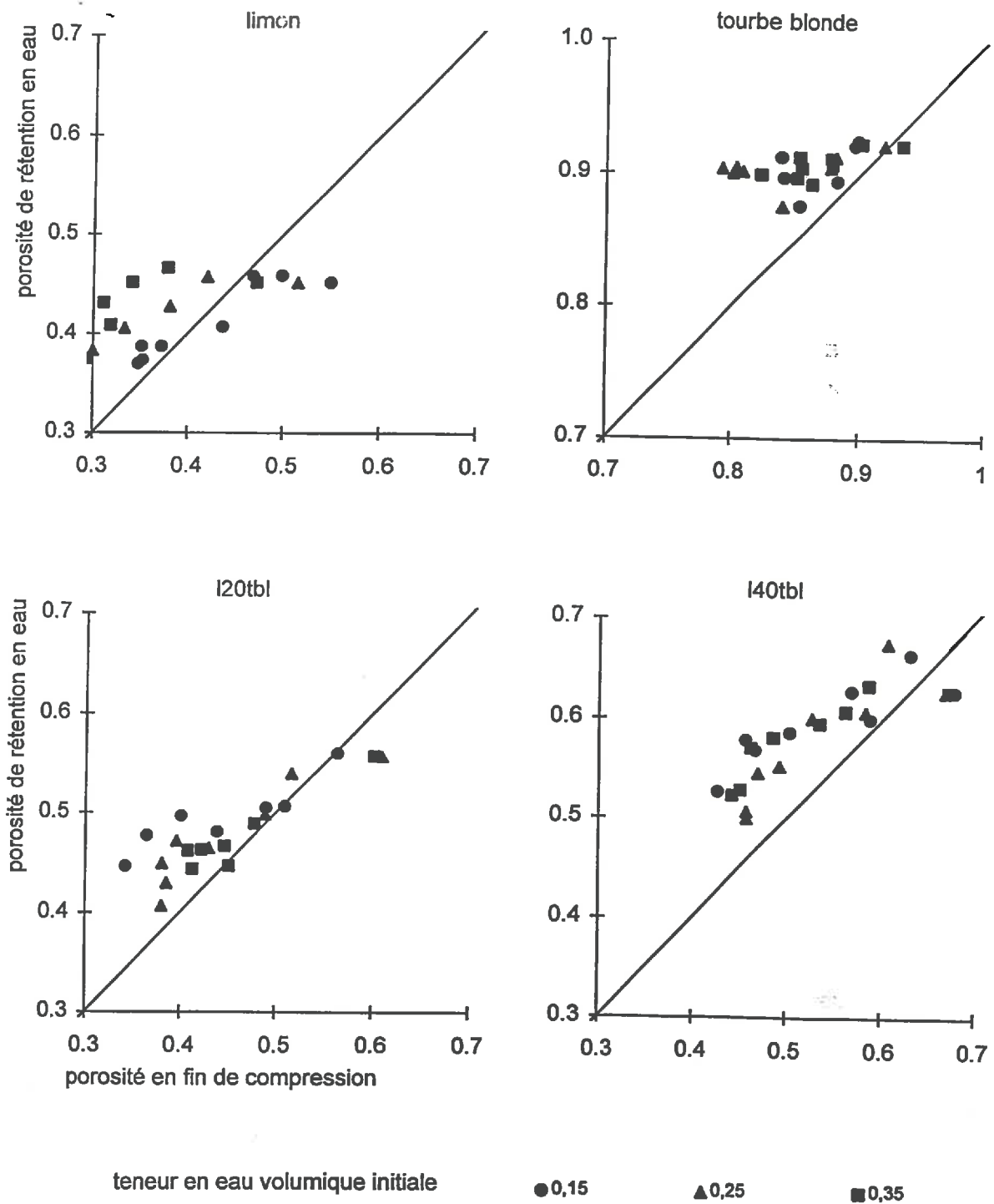


Figure 6.1 : Comparaison de la porosité après 100 cycles de compression et de la porosité de rétention en eau pour le limon, l20tbl et l40tbl, en fonction de la contrainte mécanique appliquée et pour différentes teneurs en eau volumique initiales.

## CHAPITRE 6

### POROSITE DES MELANGES LIMON-TOURBE

Après compression, l'organisation de l'espace poral a été modifié. Les propriétés hydrostatiques sont directement liées à la géométrie de l'espace poral. La mesure de la capacité de rétention en eau des échantillons pour différents potentiels hydriques, après compression, permet de définir une évolution globale de l'espace poral.

Une courbe de teneur en eau volumique en fonction du potentiel de l'eau dans l'échantillon  $\theta = f(\psi)$  est tracée pour chaque échantillon. Les échantillons ont été réhumectés par capillarité. Pour des valeurs croissantes de potentiel de l'eau appliquées, les échantillons conservent un volume constant.

#### 6.1 POROSITE ET PRELEVEMENT

Après 100 cycles de compression, la porosité de chaque échantillon peut être calculée à partir de la hauteur finale de l'échantillon et de la quantité de matière mise en place dans la cellule. Cette valeur de porosité peut être comparée à la porosité mesurée sur l'échantillon prélevé et qui correspond à la teneur en eau volumique à saturation (figure 6.1).

La figure 6.1 montre que, pour pratiquement tous les échantillons, la porosité mesurée sur l'échantillon total est plus faible que la porosité de rétention en eau. Les échantillons ont été prélevés dans la cellule en enfonçant verticalement le plus rapidement possible avec le piston de la machine un anneau métallique avec réhausse. Même si les échantillons ont subi au moment du prélèvement une légère modification, nous avons vu dans le chapitre 4 que la réhydratation des matériaux modifiait la valeur d'indice de vide final. Les échantillons prélevés sont saturés avant l'application du premier potentiel hydrique. Cette saturation pourrait être responsable de la différence constatée.

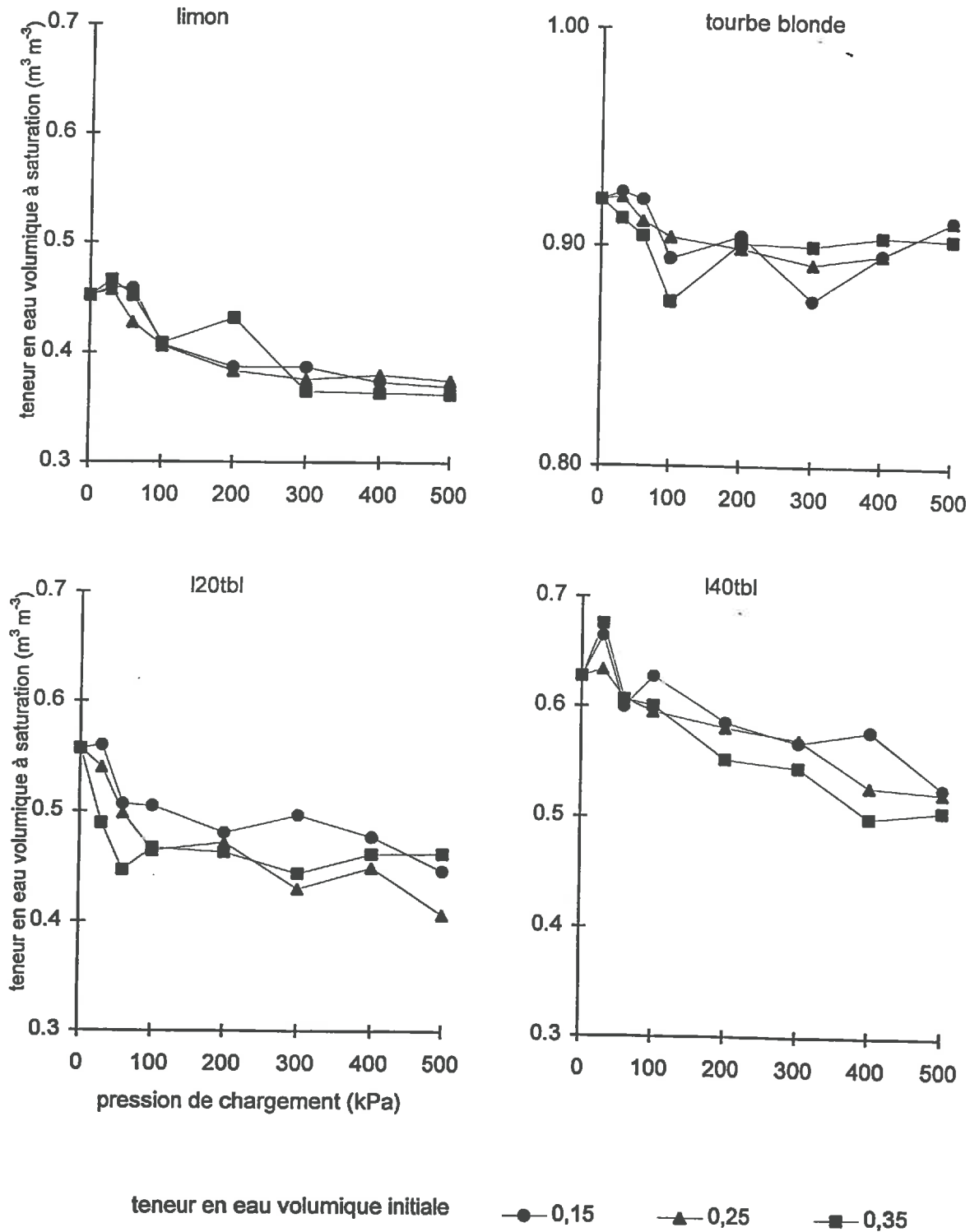


Figure 6.2 : Teneur en eau volumique à saturation ( $\text{m}^3 \text{m}^{-3}$ ) ou porosité de rétention en eau du limon, I20tbl et I40tbl en fonction de la pression mécanique appliquée et pour différentes teneurs en eau volumiques initiales.



## **6.2 CARACTERISATION DE LA POROSITE A PARTIR DES COURBES DE RETENTION EN EAU**

La porosité de rétention en eau de chaque échantillon peut être décomposée en deux parties. Pour Chen *et al* (1993), les macropores ont un rayon supérieur ou égal à 15  $\mu\text{m}$  et sont remplis d'eau pour des contraintes capillaires supérieures ou égales à -10 kPa. Le point de mesure à -10 kPa sera retenu comme une valeur du seuil inférieur de la détermination de la macroporosité. Pour plus de commodité, les deux fractions de la porosité seront appelées par la suite :

- macroporosité (-10 kPa) : volume de vide compris entre la saturation et le point de mesure à -10 kPa.
- microporosité : porosité de rétention en eau moins la macroporosité (-10 kPa).

La figure 6.2 présente l'évolution de la porosité de rétention en eau des échantillons en fonction de la pression de chargement appliquée et des différentes teneurs en eau volumiques initiales (0,15 0,25 0,35). Les trois états d'humidité choisis sont représentatifs des situations où les conditions de milieux sont les plus défavorables.

La figure 6.2 montre que la porosité de rétention en eau des échantillons autres que la tourbe blonde décroît avec l'augmentation de l'intensité de la pression de chargement. Pour une même valeur de pression de chargement, la teneur en eau volumique initiale avant la compression semble avoir peu d'effet sur la valeur de la porosité en fin de compression. Pour la tourbe blonde, la valeur de porosité est peu modifiée par la pression de chargement appliquée et ce, quelle que soit le teneur en eau volumique initiale.

## **6.3 EVOLUTION DE LA MACROPOROSITE ET DE LA MICROPOROSITE**

Pour les matériaux non compressés, la macroporosité (-10 kPa) représente pour le limon seul 25% de la porosité totale, 40% pour I20tbl et I40tbl, et 50% pour la tourbe blonde seule.

La figure 6.3 décrit les variations absolues de la macroporosité (-10 kPa) et de la microporosité des différents matériaux en fonction de la teneur en eau volumique initiale (0,15 0,25 0,35) et de la pression de chargement appliquée.

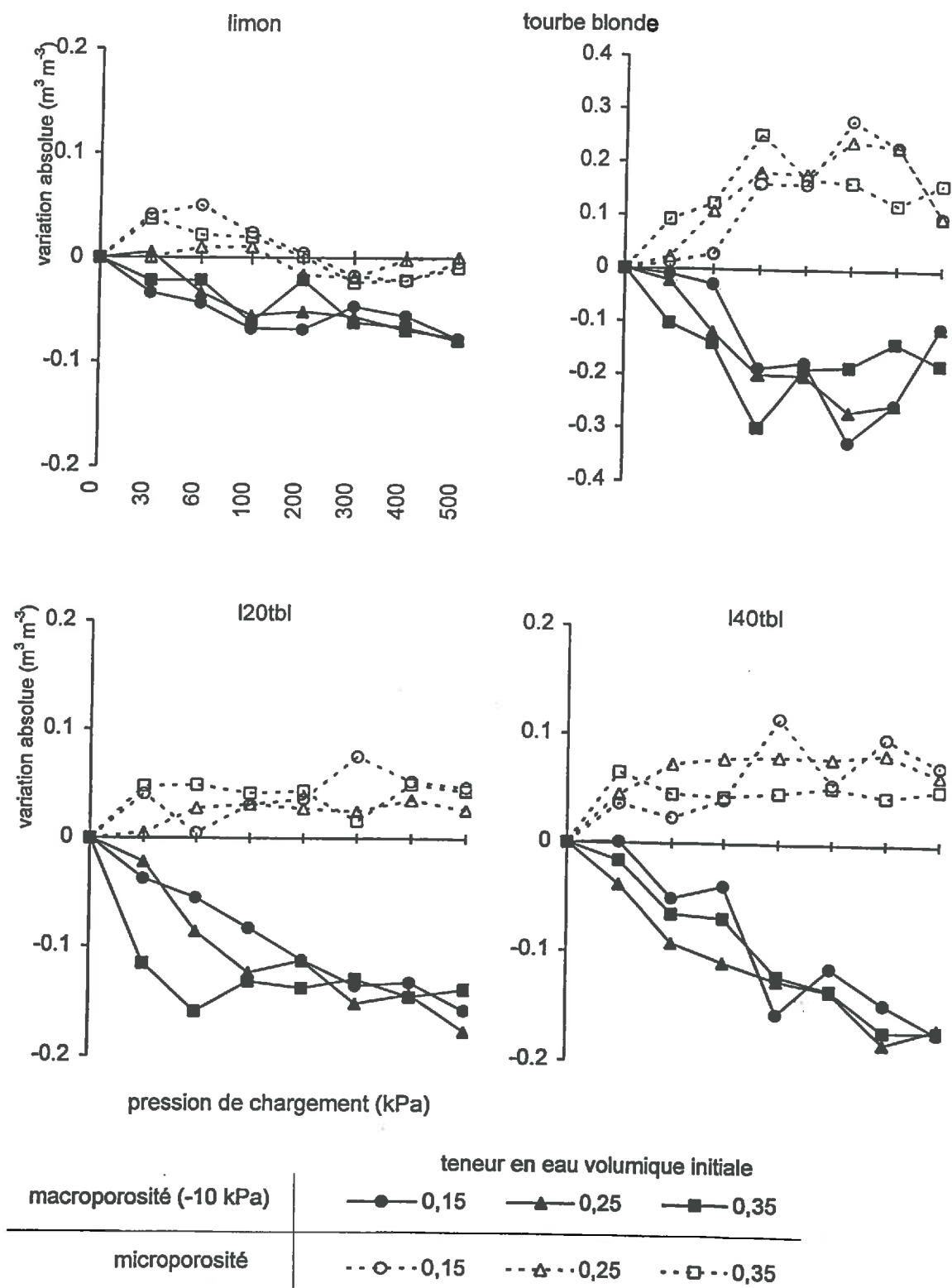


Figure 6.3 : Variations absolues ( $\text{m}^3 \text{m}^{-3}$ ) de la macroporosité (-10 kPa) et de la microporosité du limon, I20tbl et I40tbl, en fonction de la contrainte mécanique appliquée et pour différentes teneurs en eau volumiques initiales.

### 6.3.1 Evolution de la macroporosité

Pour tous les matériaux, la macroporosité (-10kPa) diminue avec l'augmentation de la pression de chargement. Pour les mélanges à base de tourbe blonde, la diminution de macroporosité (-10 kPa) est plus forte que pour le limon. En effet, ces matériaux présentent au départ une forte macroporosité (-10 kPa) donc un nombre plus important de macropores susceptibles de se modifier par écrasement. De 0 à 100 kPa, la diminution de macropores s'accroît avec la pression de chargement de manière plus intense pour les échantillons préparés avec une teneur en eau volumique de 0,25 et 0,35.

Pour les pressions mécaniques supérieures ou égales à 200 kPa, la diminution de macroporosité (-10 kPa) se stabilise et ce, indépendamment de la teneur en eau volumique initiale.

Pour la tourbe blonde, la figure 6.3 montre que la perte de macroporosité (-10 kPa) se stabilise à partir d'un chargement supérieur ou égal à 200 kPa pour toutes les teneurs en eau volumiques initiales.

### 6.3.2 Evolution de la microporosité

En parallèle avec la diminution de la macroporosité (-10 kPa), on observe une augmentation de la microporosité. Donc si une partie des macropores disparaît, une autre partie se transforme en micropores par diminution de taille, écrasement ou fermeture des connexions. Cependant, le facteur de gain de microporosité est plus faible que celui de perte de macroporosité (-10 kPa). Seule la tourbe blonde a un gain de microporosité qui compense la perte de macroporosité (-10 kPa). Son espace poral reste constant dans sa globalité.

Pour le limon soumis aux faibles contraintes (30, 60 et 100 kPa), la microporosité augmente. Pour les contraintes mécaniques supérieures à 100 kPa, la microporosité diminue d'environ 5% en même temps que la macroporosité (-10 kPa).

Pour les mélanges, l'évolution de la microporosité lue sur les courbes de rétention en eau est assez hétérogène. Pour une même teneur en eau volumique initiale, le gain de microporosité semble se stabiliser après une compression de 100 kPa. L'augmentation de microporosité est d'autant plus importante que le taux de matière organique initial est grand.

## **6.4 CONCLUSION**

Les difficultés de prélèvement d'aliquotes pour réaliser de nouvelles mesures sont à prendre en compte dans l'interprétation des résultats et notamment dans le seuillage entre macroporosité (-10 kPa) et microporosité. Après compression, les échantillons subissent tous une diminution de leur macroporosité (-10 kPa) qui est d'autant plus forte que la teneur en tourbe est importante et l'intensité de la pression de chargement élevée. Parallèlement à la perte de macroporosité (-10 kPa), on observe un gain de microporosité.

Ces résultats obtenus sont en accord avec ceux de Bruand & Cousin (1995). Ces auteurs montrent que des échantillons de sol humides compressés à 50 et 200 kPa présentent une diminution de la porosité structurale (rayon de pore supérieur à  $4\mu\text{m}$ ) qui provoque une augmentation du volume des pores de rayons plus petits (0,15 à  $4\mu\text{m}$ ). Une fraction des pores structuraux du fait de leur distorsion pendant la compression contribue à cette augmentation du volume des petits pores.

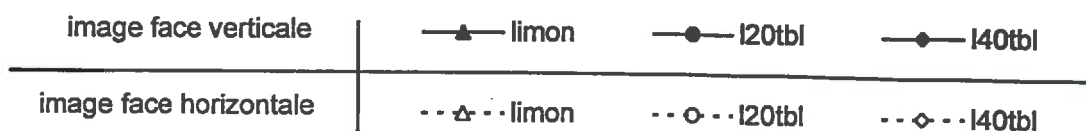
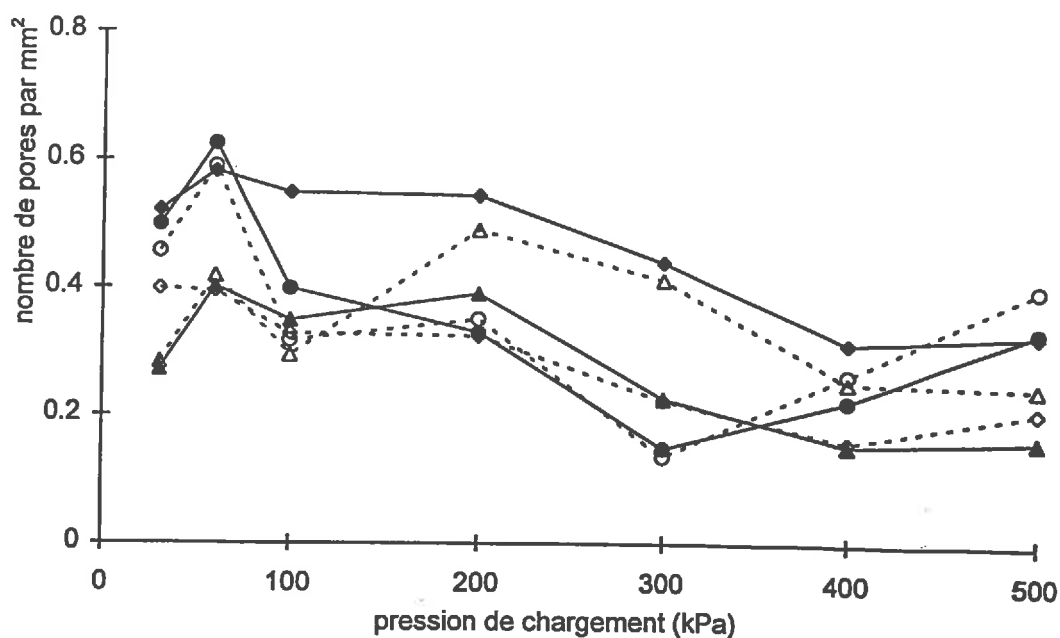
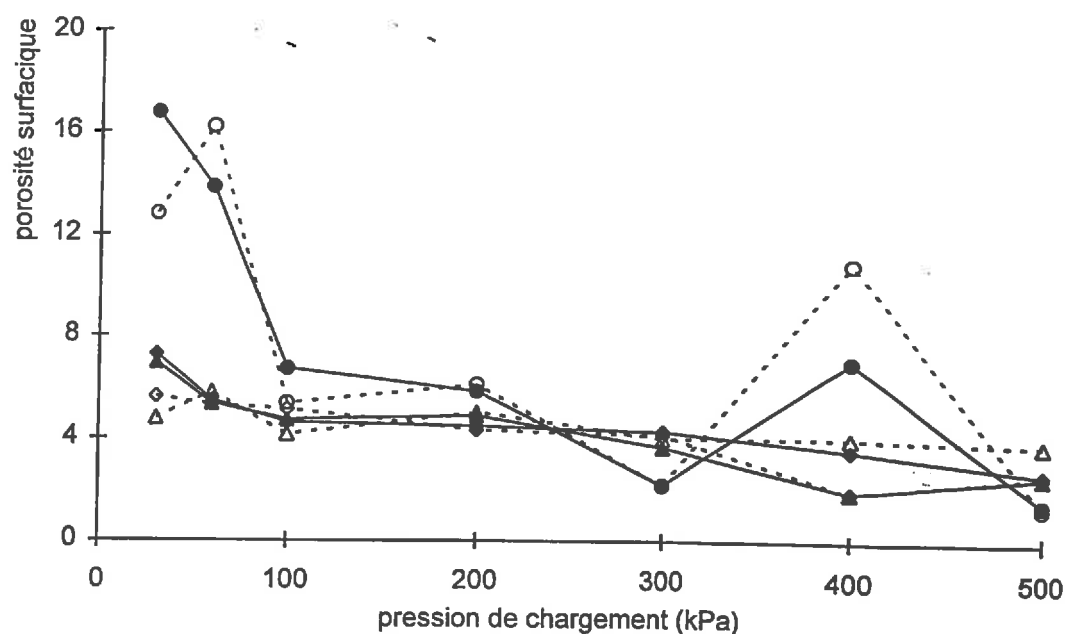


Figure 7.1 : Comparaison de la porosité surfacique et du nombre de pores par unité de surface (mm<sup>2</sup>) des faces verticales et horizontales pour un faible grossissement, pour le limon, I20tbl et I40tbl en fonction de la pression de chargement et pour une teneur en eau volumique initiale 0,25 m<sup>3</sup>.m<sup>-3</sup>.

## CHAPITRE 7

### DESCRIPTION MORPHOLOGIQUE DE L'ESPACE PORAL

#### PAR ANALYSE D'IMAGE

Les échantillons ont été découpés afin d'obtenir une face verticale et une face horizontale. Les porosités globales et les nombres de pores par unité de surface des faces verticales et horizontales sont comparées sur la figure 7.1 pour tous les échantillons et pour une teneur en eau volumique initiale de  $0,25 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ . Les valeurs de porosité surfacique des deux faces sont voisines. Le nombre de pores par unité de surface des faces verticales et horizontales est identique pour les échantillons I20tbl et présente quelques différences pour le limon et I40tbl. Etant donné la similitude des résultats globaux entre les faces verticales et les faces horizontales, dans la suite du chapitre nous avons décidé de développer la description morphologique sur les faces verticales. Les faces verticales ont une orientation parallèle à la direction de la pression appliquée et à l'écoulement gravitaire.

Sur chaque face d'échantillon, deux images ont été saisies par analyse d'image. Pour chaque matériau compressé, deux images sont étudiées, l'image au fort grossissement (1pixel = 20 microns) étant 16 fois plus petite que l'image au faible grossissement (1pixel = 80 microns). L'image au fort grossissement doit permettre d'observer la partie fine de la macroporosité. L'image au faible grossissement ne permet pas de distinguer les pores dont la surface est inférieure à  $0,002 \text{ mm}^2$  et l'image au fort grossissement les gros pores dont la surface est supérieure à  $0,02 \text{ mm}^2$ . Les diamètres minimaux des pores correspondants sont de 140 microns pour le faible grossissement et 30 microns pour le fort grossissement. Chen *et al* (1993) fixent arbitrairement le diamètre des macropores supérieur ou égal à 30 microns. Le raccordement des deux images devrait permettre de caractériser la totalité de la macroporosité (-10kPa) décrite au chapitre 6.

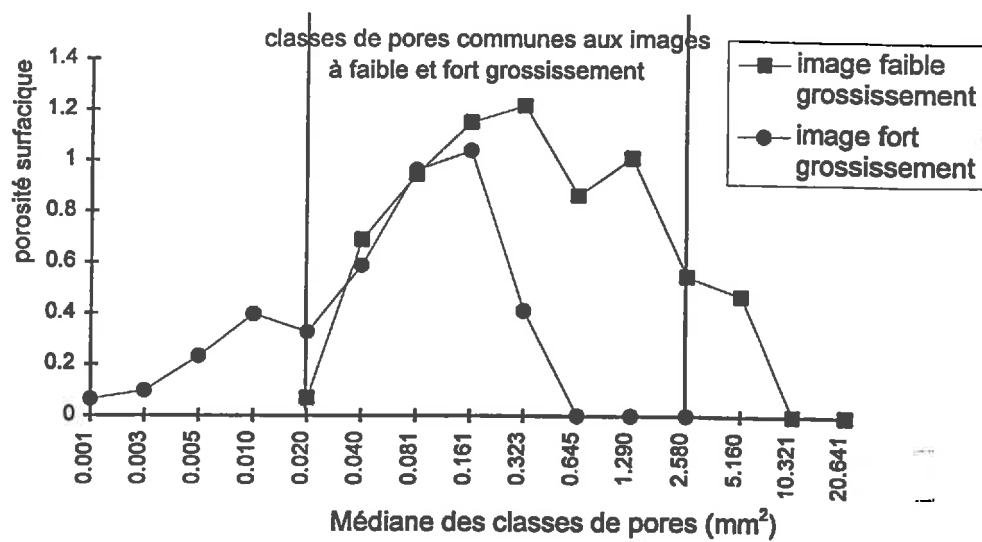


Figure 7.2 : Répartition des porosités surfaciques pour les images au faible grossissement et au fort grossissement d'un même matériau.

## 7.1 METHODE DE CARACTERISATION DE LA MACROPOROSITE

La macroporosité bidimensionnelle des faces verticales des échantillons est obtenue par comptage des vides avec le logiciel Optimas v5.2. Afin de caractériser la macroporosité totale des échantillons, 12 classes de pores sont définies pour chaque image. Ces classes sont établies à partir d'une suite géométrique du nombre de pixels représentant les pores (Hallaire et Cointepas, 1993). Le tableau 7.1 indique les correspondances entre les surfaces en pixel et en mm<sup>2</sup> des classes de pores. Les images au faible grossissement et au fort grossissement ont 8 classes de pores de médiane surfacique identique qui devraient permettre de raccorder les 2 images.

Tableau 7.1 : Correspondance entre les classes de surface de pores en pixel et en mm<sup>2</sup> pour l'image au faible grossissement et l'image au fort grossissement.

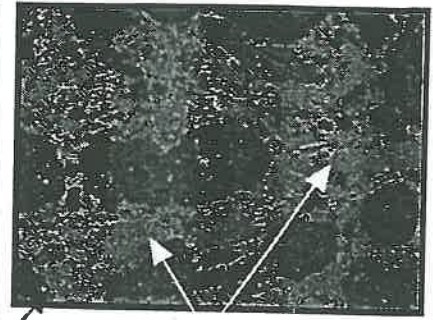
classe de pore	surface en pixel = aire	médiane en pixel	surface médiane en mm <sup>2</sup>	
			image au faible grossissement	image au fort grossissement
classe 1	2 < aire ≤ 4	3	0,0203	0,00127
classe 2	4 < aire ≤ 8	6	0,0406	0,00254
classe 3	8 < aire ≤ 16	12	0,0812	0,00507
classe 4	16 < aire ≤ 32	24	0,1624	0,01015
classe 5	32 < aire ≤ 64	48	0,3248	0,0203
classe 6	64 < aire ≤ 128	96	0,6496	0,0406
classe 7	128 < aire ≤ 256	192	1,2992	0,0812
classe 8	256 < aire ≤ 512	384	2,5984	0,1624
classe 9	512 < aire ≤ 1024	768	5,1968	0,3248
classe 10	1024 < aire ≤ 2048	1536	10,3936	0,6496
classe 11	2048 < aire ≤ 4096	3072	20,7872	1,2992
classe 12	4096 < aire ≤ 8192	6144	41,5744	2,5984

La figure 7.2 permet de comparer la porosité surfacique de chaque classe de pore des images au faible grossissement et au fort grossissement. Sur les huit classes de pores communes aux images au faible grossissement et au fort grossissement, deux classes ont des valeurs identiques de porosité surfacique.





image au faible grossissement numérisée : I40tbl, pression de chargement 60 kPa, teneur en eau volumique initiale 0,25  
dimension : 52,5 mm x 39,3 mm



amas de tourbe blonde

image au fort grossissement  
dimension 13,2 mm x 9,8mm

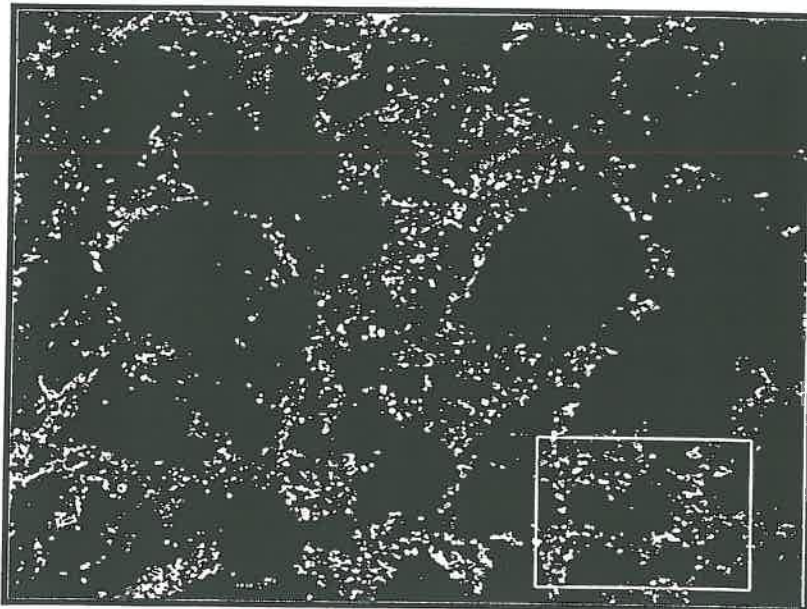


image au faible grossissement binarisée : la porosité interne de la tourbe blonde n'est pas détectée

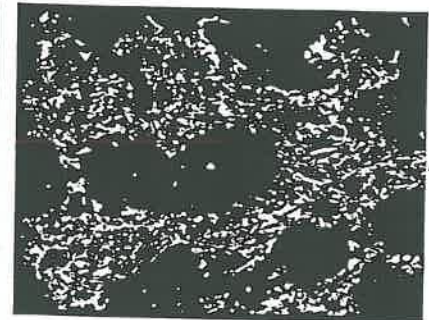


image au fort grossissement binarisée : la porosité interne de la tourbe est visible

Figure 7.3 : Comparaison des images au faible grossissement et au fort grossissement de I40tbl numérisée et binarisée. L'échelle entre les deux images n'est pas respectée afin de pouvoir visualiser convenablement l'image au fort grossissement.

Ces valeurs correspondent respectivement aux classes 2 et 3 de l'image au faible grossissement et aux classes 6 et 7 de l'image au fort grossissement. Cette correspondance de 2 classes est observée pour tous les échantillons de limon. Cependant pour les mélanges, une seule classe commune a été observée. En effet, la porosité de la tourbe est difficile à distinguer sur les grandes images et devient décelable sur les petites images. La figure 7.3 montre les différences de détection de la porosité contenue dans la tourbe en fonction de la taille des images. Sur les images au faible grossissement de I40tbl, la détection de la porosité à l'intérieur des amas de matière organique n'est pas facile. La difficulté de fixer une valeur seuil de binarisation sur l'image ne permet pas de comptabiliser avec précision cette porosité interne d'où un risque de sous-estimation de la valeur de la macroporosité pour les échantillons I40tbl les moins compressés. Sur les images au fort grossissement, la détection de cette porosité interne est plus facile. La macroporosité est obtenue par l'addition de la porosité des 8 premières classes de l'image au fort grossissement et des 7 dernières classes de l'image au faible grossissement (tableau 7.2).

Ainsi, le raccordement des 2 images permet d'étudier la macroporosité des échantillons sur 15 classes.

Tableau 7.2 : Les classes de pores après raccordement des deux images.

classe de pore	surface médiane en mm <sup>2</sup>	macroporosité
classe 1	0,001	image au fort grossissement
classe 2	0,003	
classe 3	0,005	
classe 4	0,010	
classe 5	0,020	
classe 6	0,041	
classe 7	0,081	
classe 8	0,161	
classe 9	0,323	image au faible grossissement
classe 10	0,645	
classe 11	1,290	
classe 12	2,580	
classe 13	5,160	
classe 14	10,320	
classe 15	20,640	

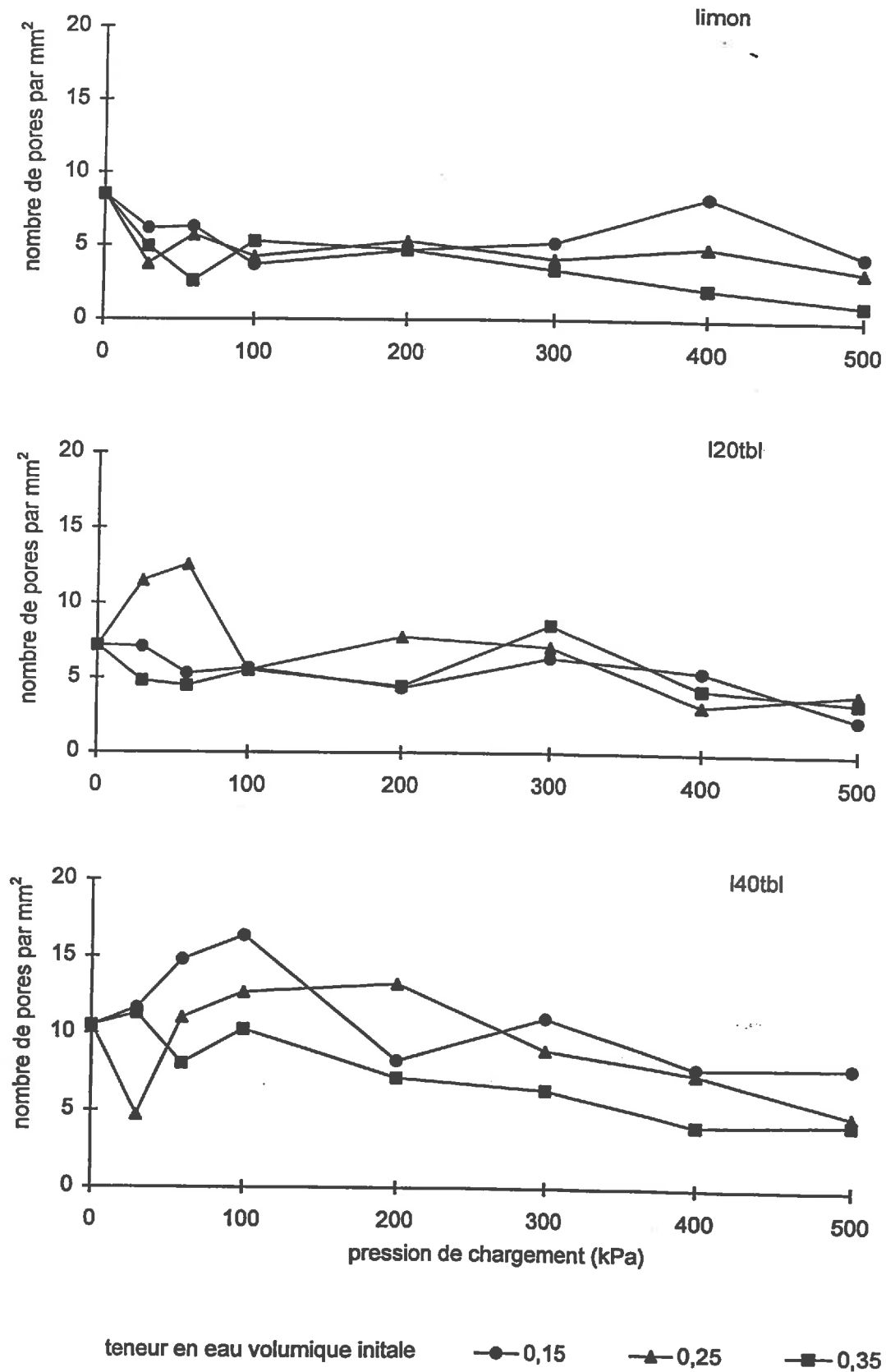


Figure 7.4 : Nombre de pores par unité de surface ( $\text{mm}^2$ ) pour le limon, l20tbl et l40tbl en fonction de la pression de chargement et pour trois teneurs en eau volumiques initiales.

## **7.2 DESCRIPTION DE LA MACROPOROSITE**

### **7.2.1 Nombre total de macropores**

La figure 7.4 représente le nombre total de macropores par unité de surface ( $\text{mm}^2$ ) de chaque échantillon en fonction de la compression pour différentes teneurs en eau volumique initiale.

Après compression pour tous les traitements, le mélange I40tbl présente toujours le nombre de macropores le plus élevé. Le nombre de macropores est toujours supérieur ou égal à 5. Pour les humidités 0,15 et 0,25 et les faibles chargements (30 à 200 kPa), le nombre de pores est supérieur ou égal à 10.

Le limon pour tous ces échantillons a un nombre de macropores compris entre 3 et 8. Les échantillons préparés à 0,35 et compressés à 400 et 500 kPa ont un nombre de macropores inférieur à 3.

Pour I20tbl, le nombre de macropores des échantillons préparés à 0,15 et 0,35 est voisin de celui du limon. Les échantillons préparés à 0,25 de teneur en eau volumique initiale et compressés à moins de 100 kPa ont un nombre de macropores supérieur à 10.

### **7.2.2 Forme des pores**

Les macropores visibles à l'analyse d'image (figure 7.5) peuvent être classés en fonction de leur indice de forme en trois groupes : les pores arrondis, les pores allongés et les pores interconnectés (voir chapitre protocoles expérimentaux). Les pores interconnectés ressemblent à des amas de pores pour lesquels il est difficile de donner une description précise de la forme.

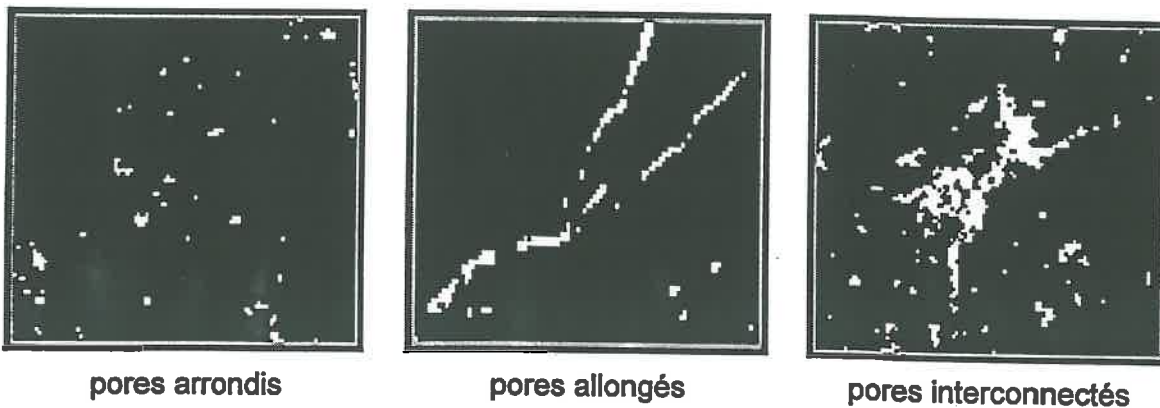


Figure 7.5 : Les différentes formes de pores.

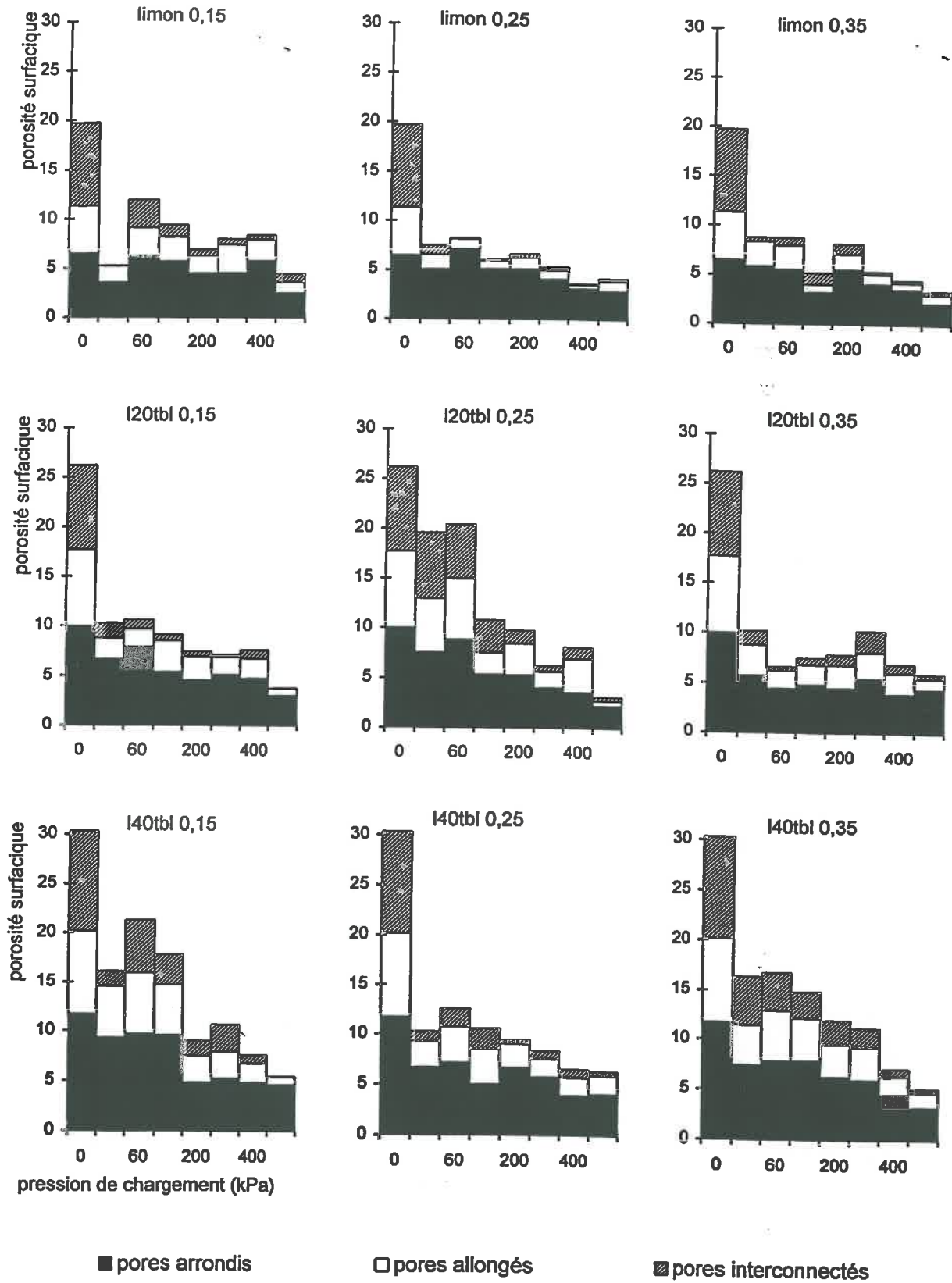


Figure 7.6 : Porosité surfacique due à chaque forme de pores pour le limon, I20tbl et I40tbl en fonction de la pression de chargement et pour trois teneurs en eau volumiques initiales.

La figure 7.6 montre la distribution de la porosité surfacique des trois groupes de pores pour le limon, I20tbl et I40tbl, en fonction de la contrainte mécanique appliquée et pour les trois teneurs en eau volumiques initiales (0,15 0,25 0,35).

La porosité surfacique totale des échantillons diminue quand l'intensité de la pression de chargement appliquée augmente et ce quelle que soit la teneur en eau volumique initiale.

Pour tous les échantillons les pores arrondis représentent au moins 50% des pores totaux. Le pourcentage surfacique de pores arrondis diminue peu quand l'intensité de la pression de chargement augmente.

La porosité surfacique des pores allongés est faible pour le limon, autour de 2% pour les échantillons à 0,25 de teneur en eau volumique initiale. La proportion de pores allongés s'accroît avec le taux de matière organique en mélange (autour de 5% pour les mélanges avec 40% de tourbe blonde). Le pourcentage surfacique de pores allongés diminue avec l'augmentation de l'intensité de la pression de chargement surtout pour les échantillons I40tbl.

La porosité surfacique des pores interconnectés est importante pour les échantillons non compressés. De nombreux échantillons de limon compressés ne possèdent pas ou très peu de pores interconnectés. Les pores interconnectés se situeraient principalement dans la matière organique ou aux zones de contact limon-matière organique. La porosité surfacique des pores interconnectés paraît diminuer quand l'intensité de la pression de chargement augmente.

### **7.3 ANALYSE DÉTAILLÉE DE LA MACROPOROSITÉ**

#### **7.3.1 Analyse de la distribution des tailles des pores**

Pour chaque échantillon, 15 classes de tailles de pores ont été définies. La figure 7.7 montre les distributions de la porosité surfacique de chaque classe du limon, de I20tbl et de I40tbl pour différentes pressions mécaniques et pour une teneur en eau volumique initiale de  $0,25 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-3}$ . Les résultats pour les autres humidités (0,25 et 0,35) sont présentés en annexe 2.

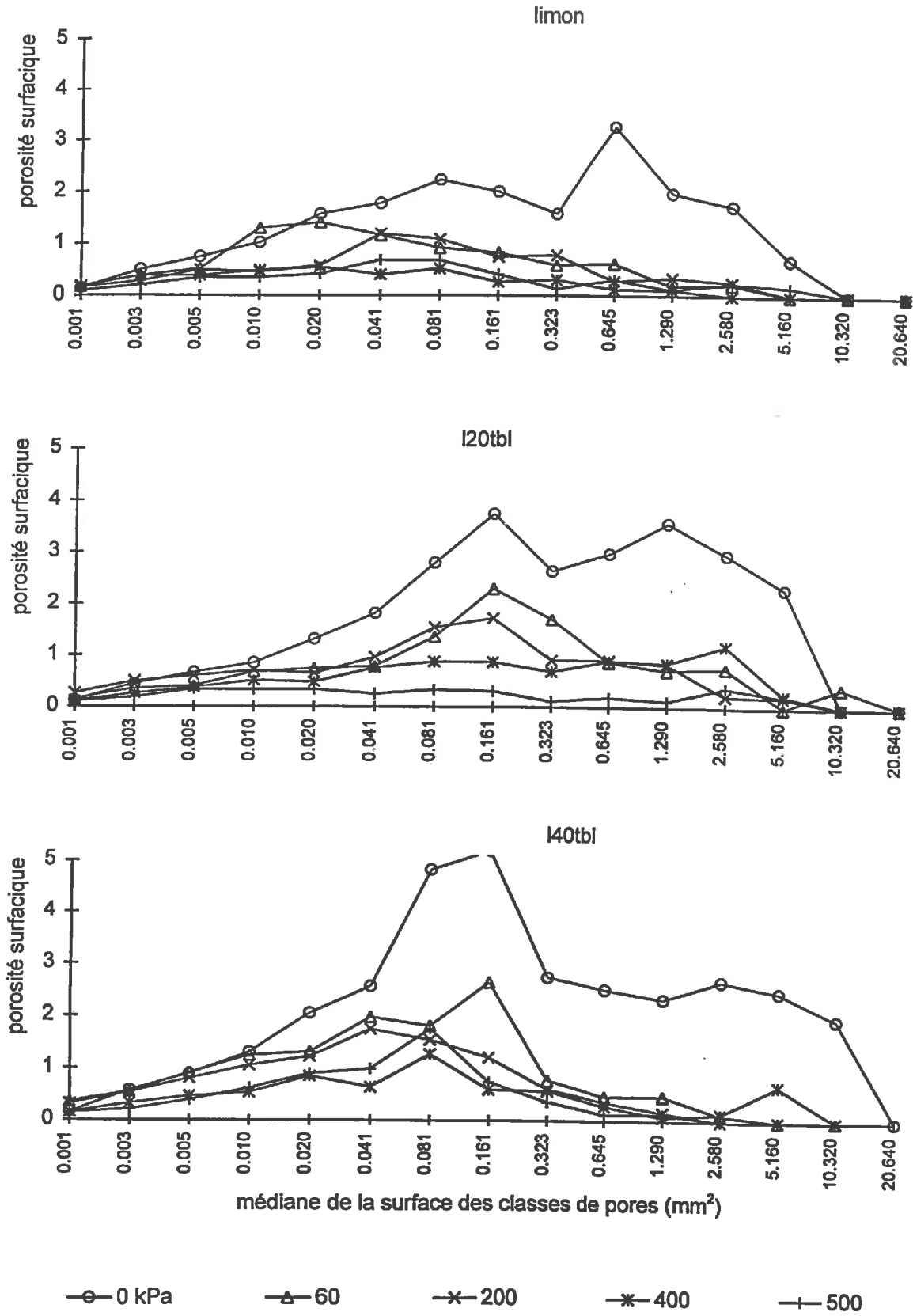


Figure 7.7 : Distribution des classes de surface des pores du limon, de I20tbl et I40tbl en fonction de la pression de chargement et une teneur en eau volumique initiale de 0,25 m<sup>3</sup>.m<sup>-3</sup>.

Les valeurs des classes de pores les plus fins (de 0,001 à 0,020 mm<sup>2</sup>) des échantillons compressés sont très proches. La surface de porosité occupée diminue avec la taille des pores. La porosité surfacique d'une même classe de pore ne diminue pas ou peu avec l'augmentation de la pression de chargement et semble indépendante de la teneur en eau volumique initiale et du type de matériau.

Les classes de pores les plus gros (10,320 et 20,640 mm<sup>2</sup>) disparaissent avec l'augmentation de la pression de chargement au delà de 200 kPa et ce, pour tous les échantillons.

Pour les classes de surface moyenne (0,041 et 5,16 mm<sup>2</sup>), les mélanges présentent une classe prépondérante. Pour les échantillons I20tbl et I40tbl, le maximum de densité est dans la classe 0,161 mm<sup>2</sup>. La hauteur du pic diminue avec l'intensité de la pression de chargement appliquée mais reste toujours visible notamment pour les échantillons préparés à 0,15 et 0,35 de teneur en eau volumique initiale. Pour le limon, un pic de maximum de densité dans les classes de surface moyenne n'est pas mis en évidence. Ces classes ont des valeurs de porosité surfacique proches et les courbes forment alors un plateau.

La matière organique augmente la porosité surfacique pour les classes de surface moyenne. Ce phénomène est visible déjà pour les échantillons non compressés (0 kPa). Par exemple pour la classe de surface 0,161 mm<sup>2</sup>, l'introduction de 40% de tourbe blonde double la porosité du limon pour toutes les pressions mécaniques. Cette nouvelle porosité, absente dans le limon, joue sûrement un rôle important pour la circulation de l'eau dans les mélanges.

### **7.3.2 Analyse de la distribution des formes des pores**

La figure 7.8 présente la répartition des formes de pores (pores arrondis, pores allongés, pores interconnectés) pour chaque classe de surface de pores pour des pressions mécaniques et une teneur en eau volumique initiale de 0,25 m<sup>3</sup>m<sup>-3</sup>. Les résultats correspondants aux autres conditions expérimentales sont présentés en annexe 3.



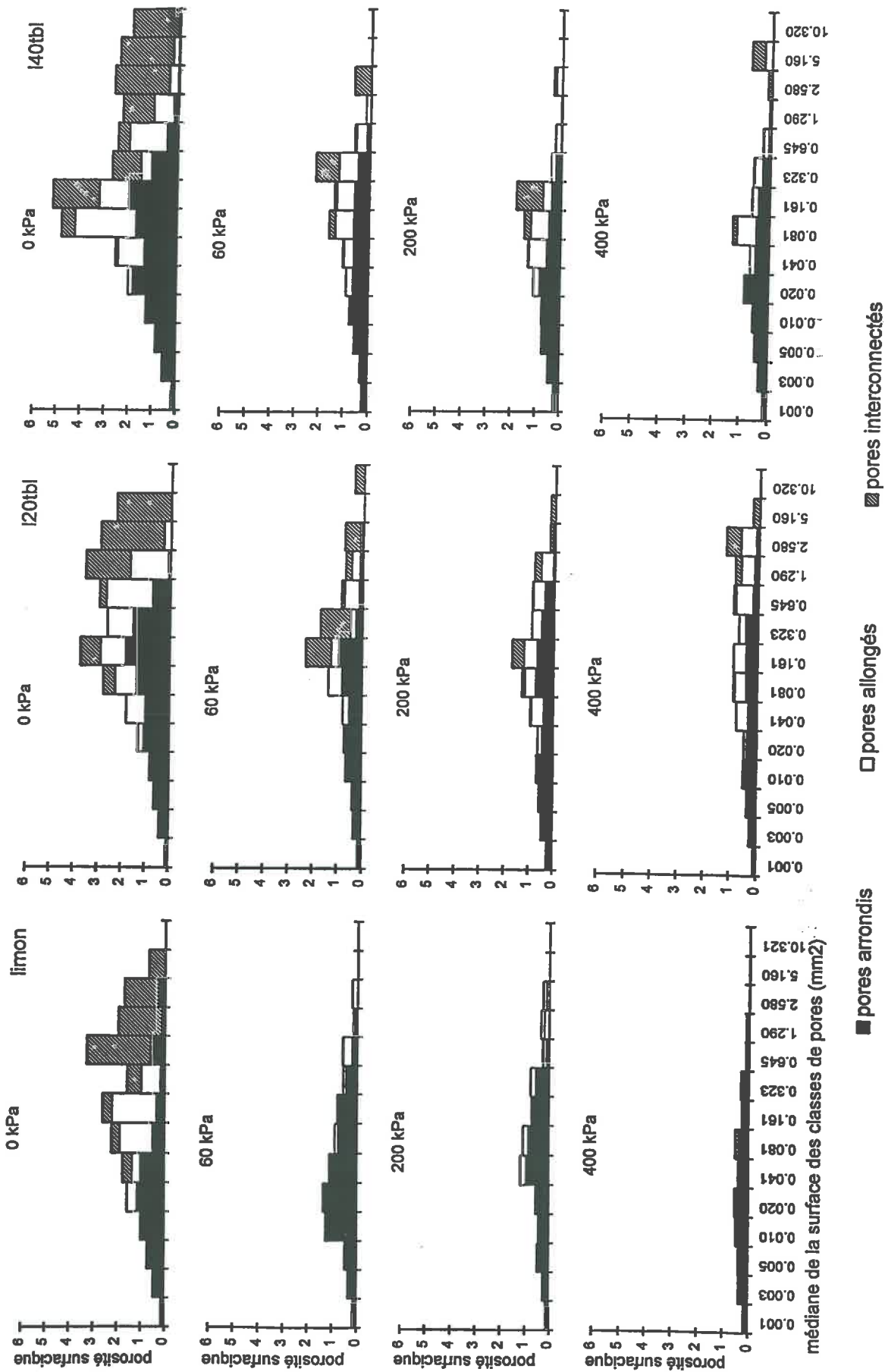


Figure 7.8 : Distribution des pores en fonction de leur forme pour chaque classe de surface de pores du limon, de 120tbl et 140tbl en fonction de la pression de chargement et pour une teneur en eau volumique initiale de  $0,25 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-3}$ .

La figure 7.8 permet de mettre en évidence la prépondérance des formes de pores en fonction de la taille des pores.

- Les cinq premières classes de pores (0,001 à 0,020 mm<sup>2</sup>) de tous les échantillons sont constituées uniquement par des pores arrondis. Quand la contrainte mécanique augmente, la porosité surfacique de ces pores ronds varie peu pour une même classe. Ces classes de pores ne sont pas ou peu touchées par la compression.

- Dans les classes de pores de grandes tailles (2,580 et 20,651 mm<sup>2</sup>), c'est-à-dire les quatre dernières classes, les pores arrondis sont absents sauf pour les faibles contraintes mécaniques (30 et 60 kPa). Quand la contrainte mécanique devient supérieure à 100 kPa, les pores arrondis disparaissent complètement. Ces classes sont constituées par des pores allongés et interconnectés avec une prépondérance en général des pores interconnectés. La porosité surfacique totale de ces classes de pores diminue et même s'annule quand la pression de chargement devient forte.

- Pour les classes de pores de tailles moyennes, toutes les formes de pores sont représentées. La matière organique joue un grand rôle dans la présence des pores allongés et interconnectés.

Une description plus précise sur les classes moyennes pour chaque matériau montre que :

- pour le limon, les pores interconnectés ont une taille supérieure ou égale à 0,645 mm<sup>2</sup>. Leur trace disparaît dès 60 kPa pour les échantillons préparés à 0,25 de teneur en eau volumique initiale et dès 200 kPa pour les échantillons préparés à 0,15 et 0,35. Les pores allongés restent présents dans tous les échantillons. Leurs porosités surfaciques diminuent quand la pression de chargement augmente mais ils ne disparaissent pas complètement et apparaissent même dans les classes 9, 10 et 11 (de taille respective 0,323, 0,645 et 1,290 mm<sup>2</sup>).

- pour l20tbl, les pores interconnectés sont nombreux dans l'échantillon non compressé mais leur proportion diminue rapidement dès les plus faibles pressions appliquées. Les pores allongés sont présents en faibles proportions dans toutes les classes moyennes des échantillons compressés.

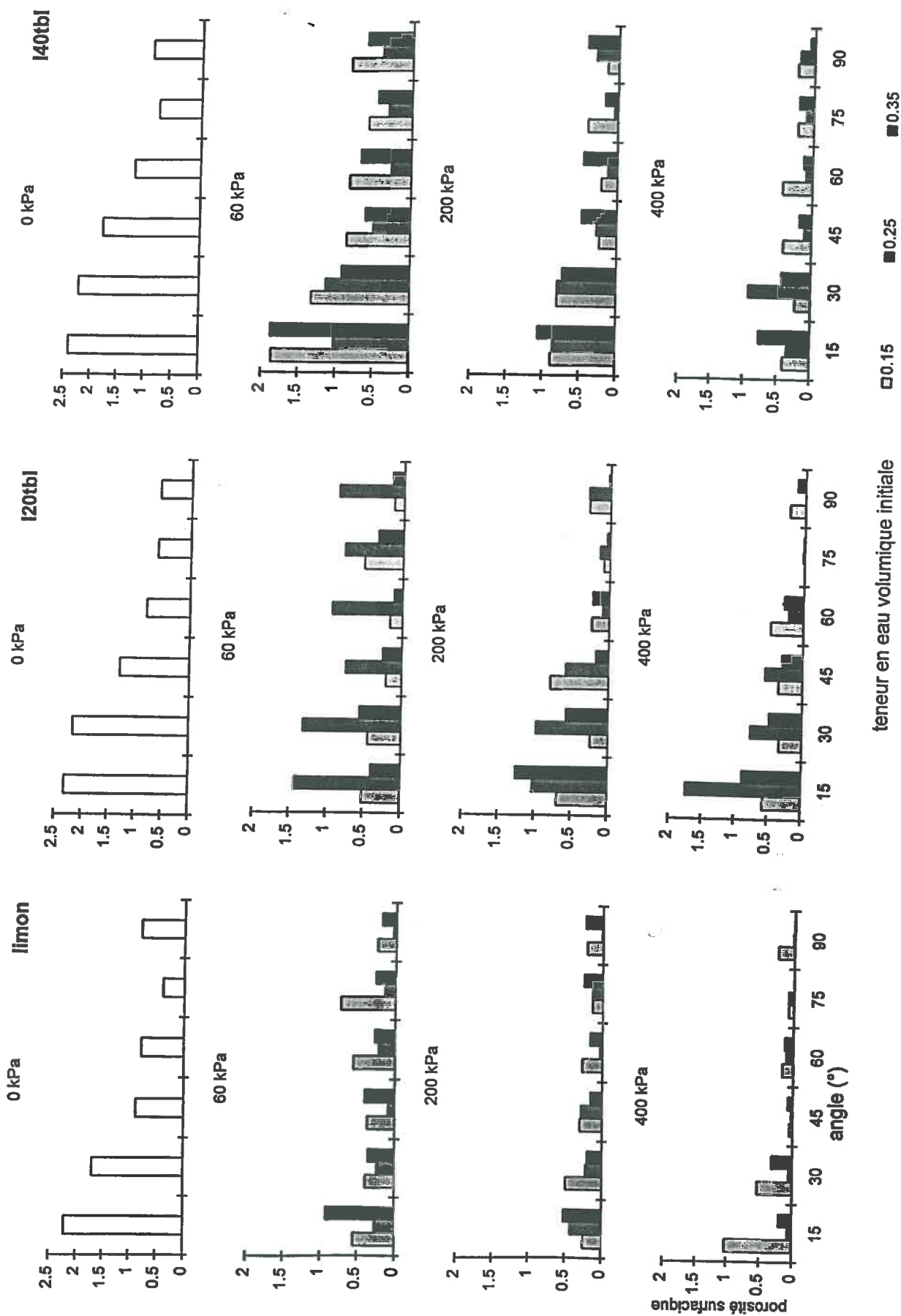


Figure 7.9 : Orientation des pores allongés (en degré par rapport à l'horizontale) du limon, de I20tbl et I40tbl en fonction de la pression de chargement et pour différentes teneurs en eau volumique initiales.

- pour I40tbl, les pores interconnectés sont présents dès la classe de surface  $0,041 \text{ mm}^2$ . Ils sont très nombreux dans la classe des pores de taille  $0,161 \text{ mm}^2$  qui est la classe du maximum de densité pour ces mélanges. Ces pores interconnectés, absents dans le limon, sont dus à la présence de la tourbe blonde. Ils disparaissent fortement avec l'augmentation de la contrainte mécanique et notamment à partir de 400 kPa mais sont encore décelables après une compression de 500 kPa.

Les pores allongés sont présents dans toutes les classes de pores de taille moyenne. Leur porosité surfacique diminue quand la contrainte mécanique augmente mais il reste encore des pores allongés après une compression de 400 ou 500 kPa. Ces pores se situent aux zones de contact des fibres et de la matrice minérale.

### 7.3.3 Analyse de l'orientation des pores

L'indice d'orientation a été analysé pour les pores allongés qui sont susceptibles de présenter des orientations variables. Les pores ronds et les pores interconnectés n'ont pas d'orientation préférentielle marquée.

La figure 7.9 présente les histogrammes de la répartition des pores allongés en fonction de leur orientation par classe d'angle de 15 degré, pour des pressions mécaniques et pour différentes teneurs en eau volumiques initiales. Les pores horizontaux ont un angle proche de 0 degré et les pores verticaux ont un angle proche de 90 degré. Les résultats pour les autres conditions expérimentales sont présentés en annexe 4.

Les cellules de compression ont été remplies couche par couche afin de bien humidifier les échantillons. Ce mode de mise en place entraîne une prépondérance de fissures horizontales et sub-obliques ( $\leq 45^\circ$ ). Tous les échantillons faiblement compressés (30 kPa) montrent cette orientation préférentielle. Quand la contrainte mécanique augmente, l'orientation préférentielle des fissures se modifie en fonction du type de produit.

- Pour le limon, dès 60 kPa, la porosité surfacique de pores horizontaux a diminué. L'orientation préférentielle disparaît et la répartition des pores est isotrope.

A partir de 300 kPa, pour les matériaux humides (0,25 et 0,35) les fissures ayant un angle supérieur à  $45^\circ$  disparaissent.

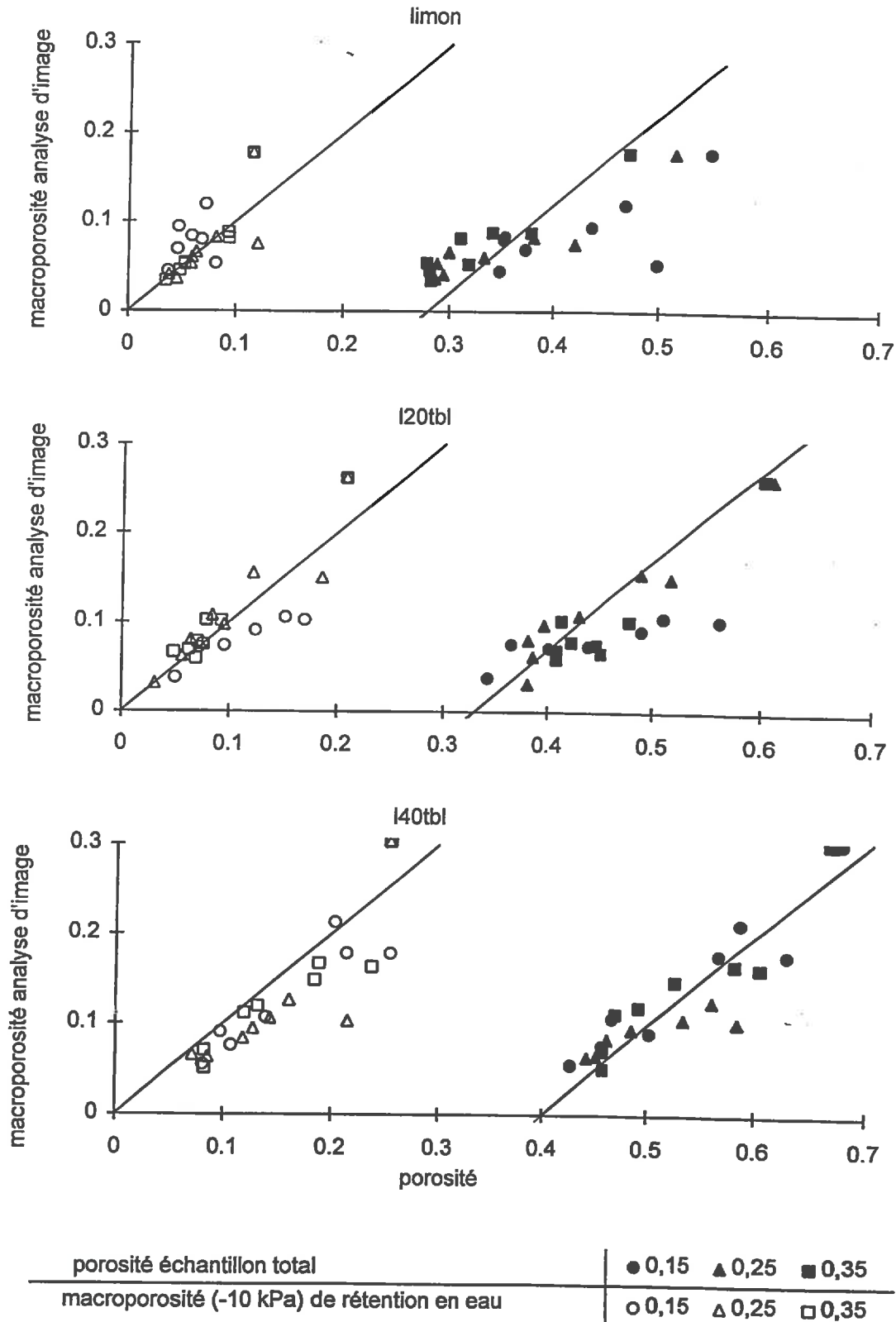


Figure 7.10 : Comparaison de la macroporosité d'analyse d'image avec la macroporosité (-10kPa) et la porosité de l'échantillon total pour le limon, l20tbl et l40tbl pour différentes teneurs en eau volumique initiales.

- Pour les mélanges, la matière organique génère des pores allongés horizontaux qui imposent une anisotropie de la répartition des fissures. La porosité surfacique de pores horizontaux diminue à partir de 100 kPa pour I20tbl et 200 kPa pour I40tbl.

Pour I40tbl, quand la contrainte mécanique augmente (200 à 400kPa), l'anisotropie tend à disparaître. Il faut atteindre une contrainte mécanique de 500 kPa pour voir disparaître les pores verticaux.

#### **7.4 COMPARAISON DE LA MACROPOROSITE DE L'ANALYSE D'IMAGE AVEC LES AUTRES VALEURS DE POROSITE**

La figure 7.10 illustre la comparaison de la macroporosité obtenue par analyse d'image avec (i) la macroporosité (-10 kPa) des courbes de rétention en eau et (ii) la porosité après 100 cycles de compression obtenue sur l'échantillon total. Chacune de ces valeurs a été obtenue sur des échantillons de tailles différentes pour des conditions expérimentales initiales identiques. La macroporosité (-10 kPa) eau est mesurée sur une fraction "a" de l'échantillon total. La macroporosité d'analyse d'image est mesurée sur une fraction "b" de l'échantillon total.

Les valeurs de macroporosité totale obtenues par analyse d'image d'une part et à partir des courbes de rétention en eau d'autre part sont voisines.

Pour les échantillons de limon fortement compressés ou à faible teneur en eau volumique initiale (0,15), l'analyse d'image donne une valeur de macroporosité supérieure à celle obtenue par les courbes de rétention en eau. Ces écarts peuvent être justifiés par :

- un retard à l'équilibre sur les mesures des teneurs en eau pour un potentiel hydrique donné;
- un retrait sur les échantillons soumis à un potentiel hydrique qui sous-estime la macroporosité.

Pour les échantillons I40tbl, la macroporosité par analyse d'image est légèrement inférieure à celle des courbes de rétention en eau. Cette différence de valeur peut être expliquée par la difficulté de fixer le seuil pour les échantillons riches en tourbe blonde.

En effet, la tourbe blonde apparaît en gris clair sur les images numérisées et la détermination du seuil de détection entre les vides et la tourbe blonde n'est pas aisée. De plus, la porosité interne des amas de tourbe n'était pas suffisamment fluorescente pour être détectée.

Les valeurs de macroporosité d'analyse d'image sont comparées aux valeurs de porosité de l'échantillon total (figure 7.10). Les corrélations entre macroporosité analyse d'image et porosité de l'échantillon total sont respectées en fonction de la pression de chargement appliquée et pour les différents teneurs en eau volumiques initiales.

## **7.5 CONCLUSION**

L'introduction de tourbe blonde dans le limon modifie l'organisation de l'espace poral. Pour les échantillons non compressés, la tourbe augmente la proportion de pores allongés et de pores interconnectés tandis que la porosité surfacique des pores ronds reste constante. Après compression, ces observations restent valables. La tourbe blonde modifie surtout l'organisation des classes de pores 6 à 12 (0,040 à 2,58 mm<sup>2</sup>) qui contiennent encore des pores allongés et interconnectés même après une compression de 500 kPa. Ces pores ont alors disparu dans le limon.

Les différentes mesures de macroporosité obtenues par analyse d'image, courbe de rétention en eau et de porosité totale obtenues sur des échantillons de taille différente sont correctement corrélées. Les comparaisons des mesures physiques (conductivité, porosité, géométrie des pores) obtenues sur ces différents échantillons sont envisageables afin de comprendre le fonctionnement des matériaux compressés.

**TROISIEME PARTIE**

**ORGANISATION ET**

**FONCTIONNEMENT HYDRODYNAMIQUE**

**DES MELANGES LIMON-TOURBE**



## CHAPITRE 8

### MODELE DE MELANGE : INTERACTION LIMON-TOURBE

Sur la base des modèles de mélange proposés par Fiès *et al* (1972), il est possible de proposer des hypothèses d'interactions entre le limon et la tourbe en fonction de leur état d'humidité au moment du mélange et de tester comment ces hypothèses d'interaction se conservent pendant la consolidation.

#### 8.1 DONNEES GENERALES

Pour chaque taux d'humidité, si on appelle :

$x$  le taux volumique apparent de tourbe introduite initialement dans le mélange,

$e_s^\sigma$  l'indice de vide du limon seul sous le chargement  $\sigma$ ,

$e_t^\sigma$  l'indice de vide de la tourbe seule sous le chargement  $\sigma$ ,

$e_x^\sigma$  l'indice de vide du mélange  $x$  sous le chargement  $\sigma$ ,

$V_s$  le volume du solide limon,

$V_t$  le volume du solide tourbe.

Pour chaque état d'humidité, les composants purs de limon et tourbe sont caractérisés par :

- leurs indices de vide avant compression  $e_s^0$  et  $e_t^0$  et à 30 kPa  $e_s^{30}$  et  $e_t^{30}$ , première valeur pour laquelle on peut considérer que les hétérogénéités dues à la mise en place de l'échantillon dans la cellule ont été uniformisées entre tous les échantillons,

- leur indice de compression  $C_s$  et  $C_t$  caractérisés par la pente de la droite  $e = f(\log \sigma)$  dans la partie non saturée et pour des valeurs de chargements supérieures à 30 kPa.

On peut écrire pour tout mélange  $x$  :

$$\frac{V_t}{V_s} = \frac{x(1 + e_s^0)}{(1 - x)(1 + e_t^0)} \quad (8.1)$$

## 8.2 HYPOTHESES DES MODELES DE MELANGE

Pour chaque valeur de chargement  $\sigma$ , plusieurs types d'interactions peuvent être envisagés.

### 8.2.1 modèle d'addition sans interaction

Pour ce modèle, Fiès *et al* (1972) supposent que les deux fractions mises en présence sont juxtaposées. L'organisation propre à chaque fraction n'est pas modifiée.

L'indice de vide d'un mélange  $x$  s'écrit alors

$$e_x^\sigma = \frac{e_s^\sigma + e_t^\sigma \frac{V_t}{V_s}}{1 + \frac{V_t}{V_s}} \quad (8.2)$$

### 8.2.2 modèle de double interaction

Lors du mélange du limon et de la tourbe, on pose l'hypothèse d'une double interaction avec possibilité de pénétration de la tourbe dans la porosité générée par le limon et du limon dans la porosité générée par la tourbe.

Appelons  $k_s^\sigma$  la fraction d'indice de vide généré par l'organisation du limon et qui peut être occupé par de la tourbe sous le chargement  $\sigma$ , et  $k_t^\sigma$  la fraction d'indice de vide généré par l'organisation de la tourbe et qui peut être occupé par du limon sous le chargement  $\sigma$ .

Trois cas de figure peuvent être distingués :

- les mélanges à fort pourcentage de limon où la tourbe peut occuper une partie de la porosité générée par l'organisation du limon et il y a assez de place dans les interstices du limon pour loger toute la tourbe tant que  $V_s k_s^\sigma e_s^\sigma > V_l (e_l^\sigma + 1)$ ,

$$e_x^\sigma = \frac{e_s^\sigma - \frac{V_l}{V_s}}{1 + \frac{V_l}{V_s}} \quad (8.3)$$

- les mélanges à fort pourcentage de tourbe où le limon peut occuper une partie de la porosité générée par l'organisation de la tourbe et il y a assez de place dans les interstices de la tourbe tant que  $V_l k_l^\sigma e_l^\sigma > V_s (e_s^\sigma + 1)$ ,

$$e_x^\sigma = \frac{e_l^\sigma \frac{V_l}{V_s} - 1}{1 + \frac{V_l}{V_s}} \quad (8.4)$$

- tous les mélanges intermédiaires où  $\frac{k_s^\sigma e_s^\sigma}{e_l^\sigma + 1} < \frac{V_l}{V_s} < \frac{k_l^\sigma e_l^\sigma}{e_s^\sigma + 1}$ , avec :

$$e_x^\sigma = \frac{e_s^\sigma (1 - k_s^\sigma) - e_l^\sigma (1 - k_l^\sigma) \frac{V_l}{V_s}}{1 + \frac{V_l}{V_s}} \quad (8.5)$$

Les valeurs de  $e_s^\sigma$  et  $e_l^\sigma$  sont obtenues à partir de :

$$e_s^\sigma = e_s^{30} - C_s \left( \log \frac{\sigma}{30} \right) \quad (8.6)$$

$$e_l^\sigma = e_l^{30} - C_l \left( \log \frac{\sigma}{30} \right) \quad (8.7)$$

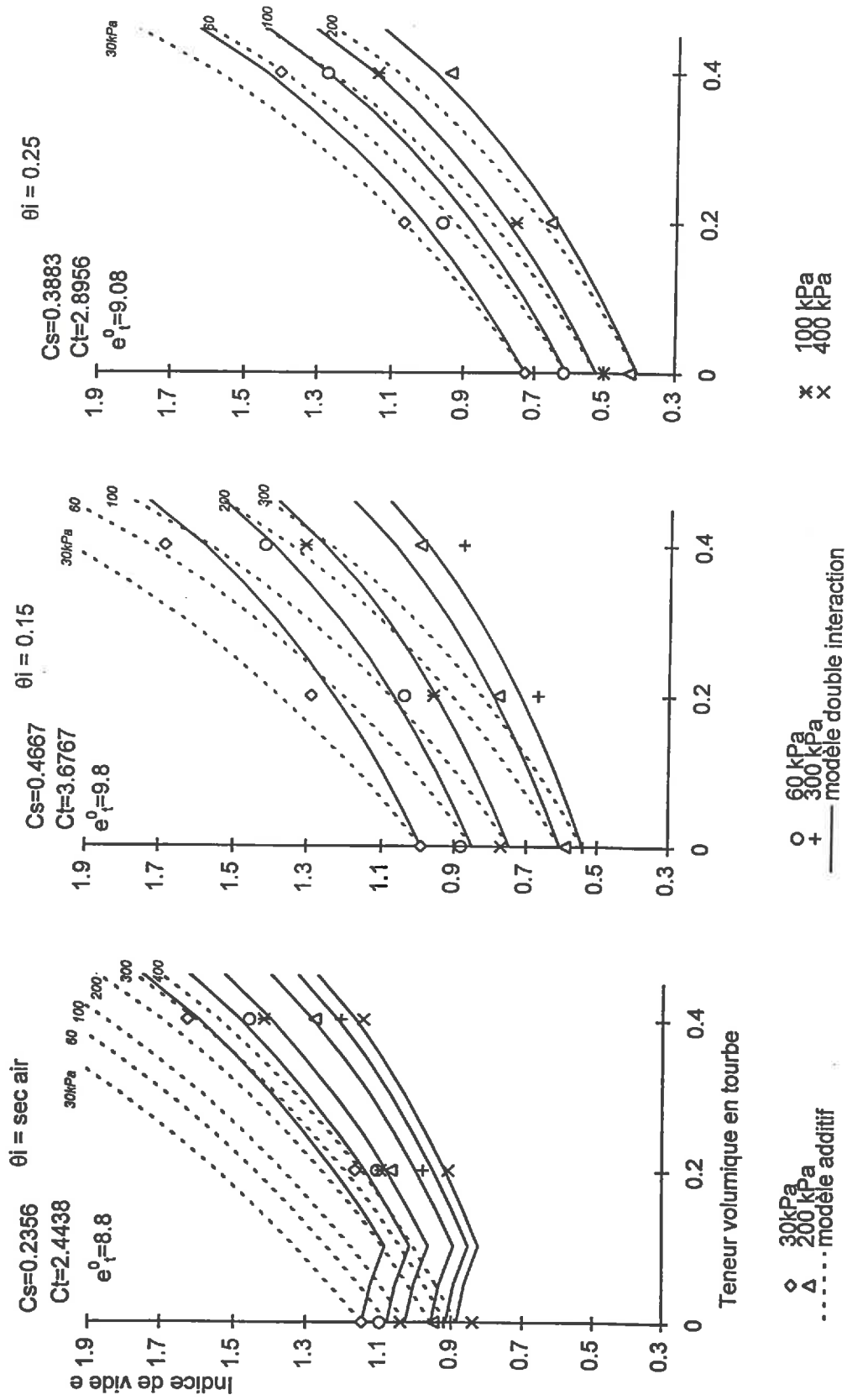


Figure 8.1 : Indice de vide en fonction de la teneur volumique en tourbe à différents chargements, pour les matériaux séchés à l'air ou avec une teneur en eau volumique initiale de 0,15 et 0,25  $\text{m}^3 \text{m}^{-3}$ .

### **8.3 RESULTATS**

Les deux hypothèses de modèles de mélange (additif et double interaction) ont été comparées aux valeurs expérimentales en ajustant :

- les valeurs de  $C_s$  et  $C_t$  pour minimiser l'écart quadratique moyen (relation (4.3)) entre les fonctions (8.6) et (8.7), et les valeurs expérimentales obtenues pour les produits purs à chaque humidité initiale ;
- les valeurs de  $k_s^\sigma$  et  $k_t^\sigma$  pour minimiser l'écart quadratique moyen (relation (4.3)) entre les fonctions (8.3), (8.4) ou (8.5) sur tous les échantillons obtenus pour une même série d'humidité et n'ayant pas atteint la saturation durant les opérations de chargement.

Les résultats obtenus pour les deux hypothèses de mélanges sont représentés sur la figure 8.1 pour trois humidités initiales. Ils montrent que l'hypothèse d'une double interaction entre les deux composants permet de modéliser correctement le comportement des mélanges à différents chargements et différentes humidités initiales. Les interactions mises en jeu pour une humidité initiale donnée sont conservées lorsque le chargement augmente.

Les valeurs proposées pour les coefficients  $k_s^\sigma$  et  $k_t^\sigma$  (figure 8.2) mettent en évidence un phénomène d'interaction d'autant plus important que les matériaux sont secs.

L'interaction relative de la tourbe dans le limon n'est importante que sur le matériau sec et se manifeste même par un effet négatif sur l'indice de vide pour les faibles taux de tourbe. Dès 0,15 d'humidité initiale, la tourbe est suffisamment gonflée pour ne plus pouvoir occuper une partie du vide généré par l'organisation du limon. La tourbe est encore peu compacte et sa porosité peut encore être pénétrée par des particules de limon. Pour les humidités supérieures, l'interaction diminue pour disparaître à 0,35 où le mélange devient additif.

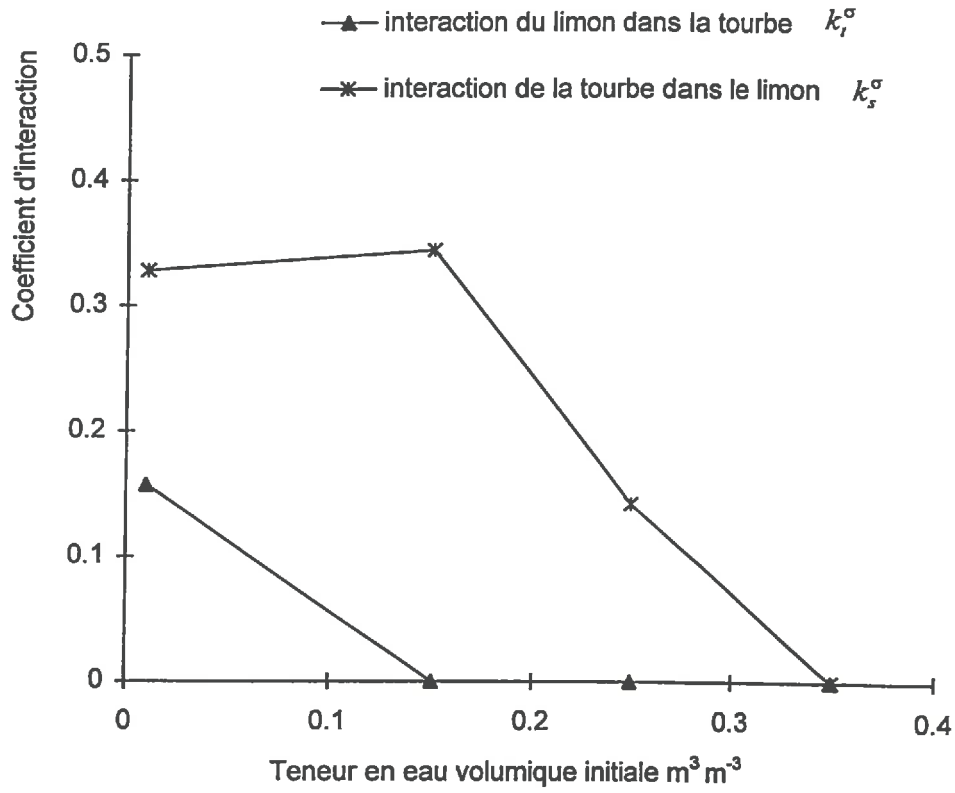


Figure 8.2 : Indice d'interaction du limon dans la tourbe  $k_i^\sigma$  et de la tourbe dans le limon  $k_s^\sigma$  fonction de la teneur en eau volumique initiale.

#### **8.4 CONCLUSION**

La teneur en eau initiale intervient sur l'organisation de l'espace poral des matériaux. Les agrégats de limon et de tourbe blonde présentent une interaction de mélange en fonction du niveau d'humidification choisi. Pour un mélange séché à l'air, la tourbe se loge entre les agrégats de limon et il faut au moins 40% de tourbe en volume pour améliorer l'indice de vide. Quand l'humidité augmente (0,15 et 0,25), la tourbe se gonfle d'eau et les agrégats de limon sont entourés de tourbe. L'amélioration de l'indice de vide par la tourbe est maintenu même au cours de la compression. A partir de 0,35, l'interaction diminue et le mélange obtenu présente des propriétés additives.

## CHAPITRE 9

# FONCTIONNEMENT HYDROSTATIQUE : MODELISATION ET CARACTERISATION A PARTIR DE L'ANALYSE D'IMAGE

Plusieurs fonctions sont proposées pour décrire de façon semi-empirique les courbes de rétention en eau (Brooks et Corey, 1964 ; Mualem, 1976 ; van Genuchten, 1980). Le modèle de Brooks et Corey permet d'obtenir des résultats satisfaisants pour des sols remaniés, de texture grossière et avec des pores de tailles homogènes. La qualité des résultats s'altère dans le domaine proche de la saturation. Le modèle de van Genuchten permet une description des courbes de rétention en eau des sols avec une large distribution de pores. Il permet une description fine dans un domaine proche de la saturation qui nous intéresse particulièrement puisque le premier point de mesure pour les échantillons se situe à -1 kPa.

### 9.1 CARACTERISATION DE LA POROSITE A PARTIR DU MODELE DE VAN GENUCHTEN

#### 9.1.1. Modèle de van Genuchten.

##### 9.1.1.1 Théorie

La courbe de capacité de rétention en eau d'un sol peut être décrite à partir du modèle de van Genuchten (1980) :

$$\theta(\psi) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left[1 + (\alpha|\psi|)^n\right]^m} \quad (9.1)$$

$\theta_s$  est la teneur en eau volumique à saturation ( $\text{m}^3 \text{m}^{-3}$ ),

$\theta_r$  est la teneur en eau volumique résiduelle ( $\text{m}^3 \text{m}^{-3}$ ),

$\alpha > 0$  est l'inverse de la valeur correspondant au point d'entrée d'air ( $\text{m}^{-1}$ ),

$n > 1$  est l'angle entre la tangente à la courbe et l'horizontale,

$m > 0$  est un coefficient d'asymétrie tel que  $m = 1 - 1/n$ .



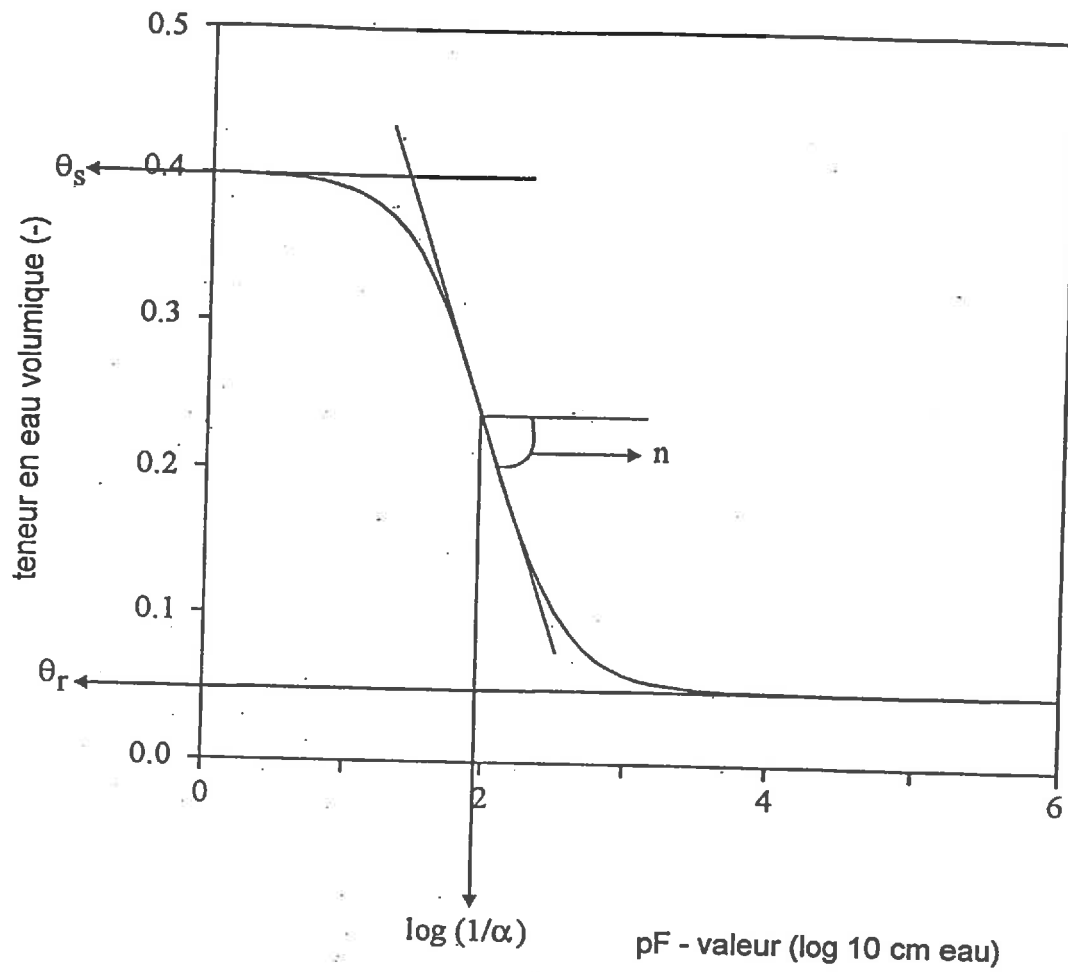


Figure 9.1 :Caractéristiques des courbes de rétention en eau décrites par le modèle de van Genuchten (1980).

La figure 9.1 est une courbe de rétention obtenue par le modèle de van Genuchten.

On peut exprimer l'état hydrique du sol, pour un potentiel de l'eau donné, en terme de saturation effective ou degré de saturation :

$$Se = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left[ 1 + (\alpha|\psi|)^n \right]^{-m} \quad (9.2)$$

La variable  $Se$  correspond à la fraction d'espace poral qui est remplie d'eau entre la teneur en eau volumique résiduelle et la teneur en eau volumique à saturation. Cet espace poral peut être défini par une fonction de distribution des pores de dimension équivalente (Ross & Smetten, 1993).

La distribution des pores d'un sol s'exprime alors par la fonction  $f(\psi) = \frac{dSe}{d\psi}$  qui est la dérivée première de la fonction de van Genuchten (Ross & Smetten, 1993 ; Durner, 1994). Cette fonction est continue, a pour asymptote zéro pour les pores les plus fins et les plus larges et s'écrit :

$$f(\psi) = \alpha mn (\alpha|\psi|)^{n-1} \left( 1 + (\alpha|\psi|)^n \right)^{-(m+1)} \quad (9.3)$$

Le paramètre  $\alpha$  détermine alors la position du maximum de densité de la distribution des pores.

Les équations 9.1 et 9.2 permettent de caractériser un sol avec une distribution de pores unimodale donc un sol avec un espace poral homogène. Les sols sont constitués en général par un système hétérogène de pores. Il faut alors introduire une fonction de rétention en eau pour les différents systèmes de pores qui est construite par l'addition de plusieurs courbes de van Genuchten (Othmer *et al*, 1991 ; Durner, 1994). Si on suppose que le sol est constitué de  $k$  sous systèmes de pores, la fonction de rétention en eau multimodale du sol devient :

$$Se = \sum_1^k \frac{\phi_i}{\left[ 1 + (\alpha_i|\psi|)^{n_i} \right]^{m_i}} = \sum_1^k \phi_i S_i \quad (9.4)$$

$\phi_i$  exprime la fraction occupée par chaque sous-système, de plus  $0 < \phi_i < 1$

$\sum \phi_i = 1$ .

et  $\alpha_i > 0$ ,  $m_i > 0$  et  $n_i > 1$ .

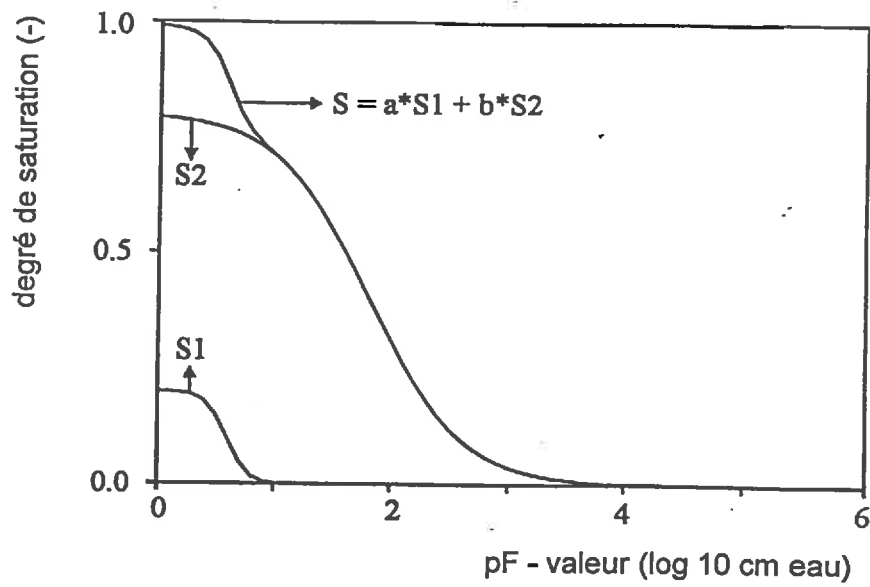


Figure 9.2 : Caractéristiques des courbes bimodales de rétention en eau décrites par la somme de deux équations de van Genuchten (1980).

La figure 9.2 montre une courbe de rétention en eau obtenue par la somme de deux équations de van Genuchten et décrivant un double système de pores (appelé modèle bimodal par son auteur). La courbe de rétention en eau totale du sol devient :

$$\theta_T(\psi) = \theta_1(\psi)_1 + \theta_2(\psi)_2$$

Nous avons choisi de décrire les courbes de rétention en eau de nos échantillons par la somme de deux fonctions de van Genuchten. Nous espérons ainsi mettre en évidence une macroporosité et une microporosité qui seront chacune caractérisées par leur point d'entrée d'air  $1/\alpha$ . Ce paramètre doit nous permettre de déterminer la valeur du rayon de pore équivalent correspondant au drainage de chaque espace poral défini précédemment.

#### 9.1.1.2. Rayon de pore équivalent maximal

Un rayon de pore équivalent maximal  $r_0$  (mm) peut être défini en utilisant les théories classiques de la capillarité. La valeur de  $r_0$  est définie comme le rayon de pore équivalent maximal qui peut être rempli d'eau pour une pression capillaire donnée (Reynolds *et al*, 1995). En effet d'après l'équation de Jurin, la pression capillaire à partir de laquelle un pore commence à se vider est inversement proportionnelle au rayon équivalent  $r$  d'un tube capillaire. Cette équation est la suivante :

$$P_c = 2\gamma \frac{\cos\theta}{r} \quad (9.5)$$

$P_c$  = pression capillaire = différence de pression à travers une surface séparant 2 fluides non miscibles à l'intérieur d'un capillaire (Pa),

$\gamma$  = énergie de surface pour l'interface air-eau =  $72 \cdot 10^{-3} \text{ Nm}^{-1}$ ,

$\cos \theta$  = angle de contact entre la surface du liquide (eau) et la surface du gaz (air) = 1 pour l'interface air eau,

$r$  = rayon du tube capillaire (m).

Pour l'interface air-eau et un solide parfaitement mouillé par l'eau, cette équation devient :

$$P_c = \frac{0.144}{r} \quad (9.6)$$



## 9.1.2. Résultats

### 9.1.2.1 Détermination des porosités

Deux équations de van Genuchten sont additionnées, l'une afin de caractériser la porosité 1 et l'autre la porosité 2. Les paramètres des équations sont ajustés à partir des valeurs mesurées pour tracer les courbes caractéristiques de rétention en eau. L'ajustement est réalisé en minimisant la somme des écarts au carré entre les valeurs observées et les valeurs ajustées (équation 4.3). L'ajustement utilise une méthode de Newton Raphson sur 100 itérations.

Pour les deux équations, les paramètres seront notés de la manière suivante :

$$\begin{aligned} \text{équation 1= porosité 1 :} & \quad \theta_{s1}; \theta_{r1}; \alpha_1; n_1; m_1 \\ \text{équation 2= porosité 2 :} & \quad \theta_{s2}; \theta_{r2}; \alpha_2; n_2; m_2 \end{aligned}$$

La détermination de la saturation effective totale est obtenue par la résolution de l'équation suivante :

$$\begin{aligned} Se &= \phi_1 \left[ 1 + (\alpha_1 |\psi|)^{n_1} \right]^{-m_1} + \phi_2 \left[ 1 + (\alpha_2 |\psi|)^{n_2} \right]^{-m_2} \\ Se &= (\theta_{s1} - \theta_{r1}) \left[ 1 + (\alpha_1 |\psi|)^{n_1} \right]^{-m_1} + (\theta_{s2}) \left[ 1 + (\alpha_2 |\psi|)^{n_2} \right]^{-m_2} \end{aligned} \quad (9.7)$$

Les différentes courbes ajustées par le modèle de van Genuchten sont :

- la courbe de rétention en eau de la porosité 1 = équation 1,
- la courbe de rétention en eau de la porosité 2 = équation 2,
- la courbe de rétention en eau totale obtenue par l'addition de deux précédentes = équation 1+2.

La modélisation ajuste une valeur seuil de potentiel hydrique entre l'équation 1 et l'équation 2 qui dépend de la nature des échantillons (figure 9.3). Les résultats obtenus pour toutes les conditions expérimentales et tous les échantillons sont présentés en annexe.

- Pour le limon, les valeurs de la macroporosité (-10 kPa) et de la porosité 1 sont identiques (Figure 9.3). Le modèle de van Genuchten sépare la porosité 1 et la porosité 2 pour une contrainte hydrique de -10,7 kPa. La modélisation bimodale de la porosité rend compte d'un partage entre macroporosité et microporosité, fixé à -10 kPa pour tous les échantillons de limon quelles que soient les conditions expérimentales. La porosité du limon est nettement bimodale.

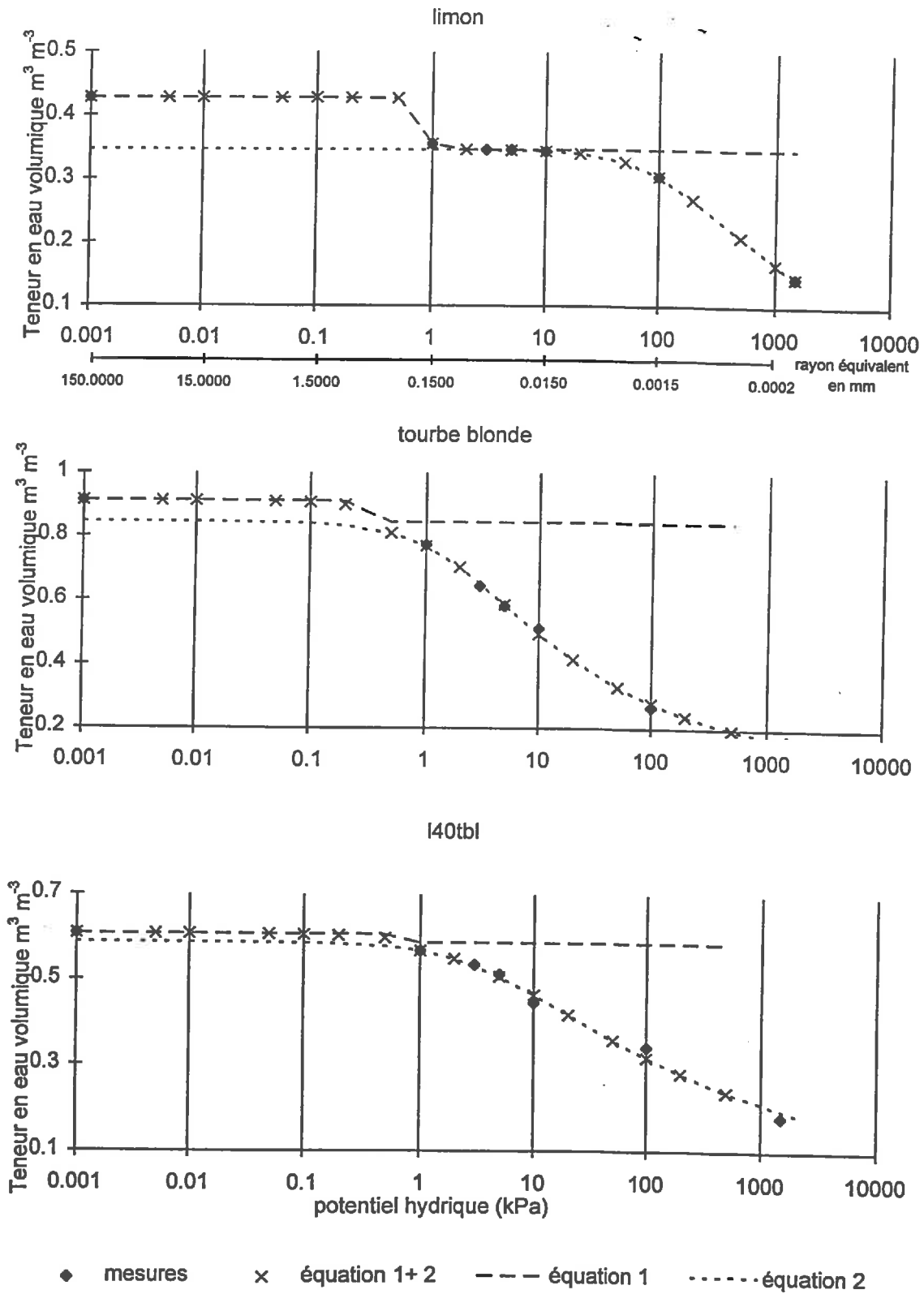


Figure 9.3 : Modélisation des mesures obtenues par la somme de deux équations de van Genuchten pour le limon, la tourbe blonde et I40tbl pour une teneur en eau volumique initiale de  $0,25 m^3 m^{-3}$  et une pression de chargement de 60 kPa.

La figure 9.4 permet de vérifier la bonne adéquation du modèle de van Genuchten avec la limite arbitraire -10 kPa de la macroporosité de Chen *et al* (1993) (voir chapitre 6).

- Pour la tourbe blonde (figure 9.3), le modèle de van Genuchten sépare la porosité 1 et la porosité 2 pour une contrainte hydrique de -0,3 kPa. Le modèle distingue une porosité dont la vidange se réalise rapidement pour une contrainte hydrique comprise entre 0 et -0,3 kPa. Pour de nombreux échantillons, le modèle de van Genuchten ajuste une porosité. La porosité de la tourbe blonde est unimodale.

- Pour les mélanges à base de tourbe blonde, les valeurs de porosité 1 sont très différentes des valeurs de macroporosité (-10 kPa) (Figure 9.3). Les équations de van Genuchten fixent la séparation entre porosité 1 et porosité 2 à -1 kPa pour I20tbl et I40tbl. La vidange des pores se réalise pour des pores de grande taille.

Cependant pour les échantillons de I20tbl fortement compressés et/ou à fortes teneurs en eau volumique initiales, la macroporosité ajustée se rapproche de la valeur de macroporosité (-10 kPa).

Ces résultats montrent, pour les mélanges, que la limite arbitraire de macroporosité de -10 kPa ne correspond pas à la limite de séparation de van Genuchten entre la porosité 1 et la porosité 2. Dans le chapitre 8, pour une humidité supérieure ou égale à 0,15, nous avons montré que la tourbe blonde a une forte interaction avec le limon. A partir de 0,35 d'humidité, le mélange limon-tourbe est additif en volume. Ainsi, la porosité unimodale de la tourbe blonde se superpose à la porosité bimodale du limon dans les mélanges. Ce phénomène permet d'expliquer l'augmentation du seuil de séparation entre la porosité 1 et la porosité 2 pour les mélanges.

#### 9.1.2.2. Caractérisation de la distribution de pores à partir des équations de van Genuchten

Le modèle de van Genuchten nous a permis de définir sur les courbes de rétention en eau de chaque échantillon deux classes de porosité. Chaque classe de porosité est caractérisée par son point d'entrée d'air  $1/\alpha$ .

On suppose que les pores se remplissent par ordre de taille croissante et se vident par ordre de taille décroissante.



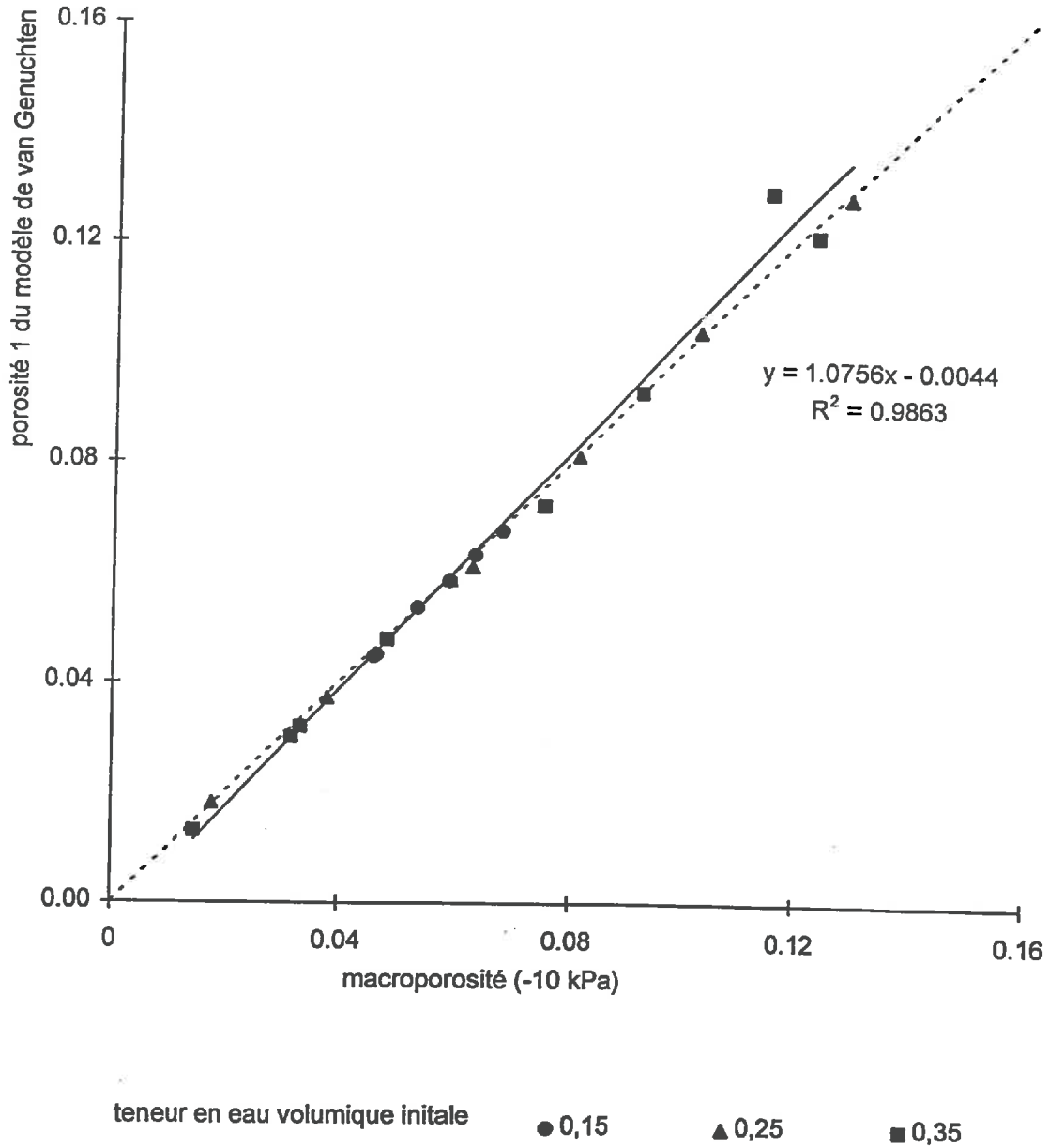


Figure 9.4 : Comparaison de la porosité 1 ajustée par le modèle de van Genuchten et de la macroporosité (-10 kPa) pour le limon pour différentes teneurs en eau volumiques initiales.

On détermine ainsi un rayon  $r_1$  qui correspond à la vidange de la première classe de porosité au potentiel  $1/\alpha_1$  et un rayon  $r_2$  de vidange de la deuxième classe de porosité au potentiel  $1/\alpha_2$ . Les rayons de pores obtenus correspondent à la classe de densité maximale pour laquelle une grande partie de la porosité se vide. En effet, la fonction de distribution des pores (équation 9.3) est continue, a pour asymptote zéro pour les pores les plus fins et les plus larges. En remplaçant la macroporosité (-10 kPa) par la porosité 1 du modèle de van Genuchten, on perd des informations uniquement sur les pores les plus fins. Les classes correspondantes de ces pores fins interviennent peu sur la valeur de  $\alpha$  et le paramètre  $1/\alpha$  détermine bien alors la position du maximum de densité de la distribution des pores.

La figure 9.5 présente les courbes des rayons  $r_1$  et  $r_2$  en mm en fonction de la contrainte mécanique appliquée et pour différentes teneurs en eau volumiques initiales.

#### *Valeur $r_1$ pour la macroporosité*

Le limon a une valeur de  $r_1$  qui est constante (0,15 mm) et indépendante de la contrainte mécanique appliquée et de la teneur en eau volumique initiale. Pour la tourbe blonde seule, la valeur de  $r_1$  est inexistante et seule la valeur de  $r_2$  est prise en compte.

Pour les mélanges et pour les pressions mécaniques inférieures ou égales à 100 kPa, quelle que soit la teneur en eau volumique initiale, la valeur de  $r_1$  est de l'ordre de 0,25mm. Ensuite  $r_1$  diminue avec l'intensité de la contrainte mécanique appliquée. Pour les échantillons saturés en fin de contrainte (notés en sigle vide sur le graphique) la valeur de  $r_1$  se stabilise autour de 0,2 mm pour I20tbl et 0,18 mm pour I40tbl.

L'apport de tourbe blonde au limon augmente la valeur du maximum de densité de la distribution des pores. Le rayon équivalent de la macroporosité est supérieur à celui du limon et doit permettre un stockage de l'eau plus important. Les mesures de  $K_s$  pour I20tbl et I40tbl étant supérieures à celles du limon, on peut déduire que la circulation de l'eau est accélérée dans les mélanges. Comme nous l'avons déjà constaté dans le chapitre 4, les matériaux saturés dès le début du chargement se tassent moins en raison de la présence de l'eau, incompressible qui offre une résistance à la contrainte. C'est pourquoi ces matériaux conservent une valeur de  $r_1$  plus élevée que les matériaux non saturés même pour les fortes pressions mécaniques.

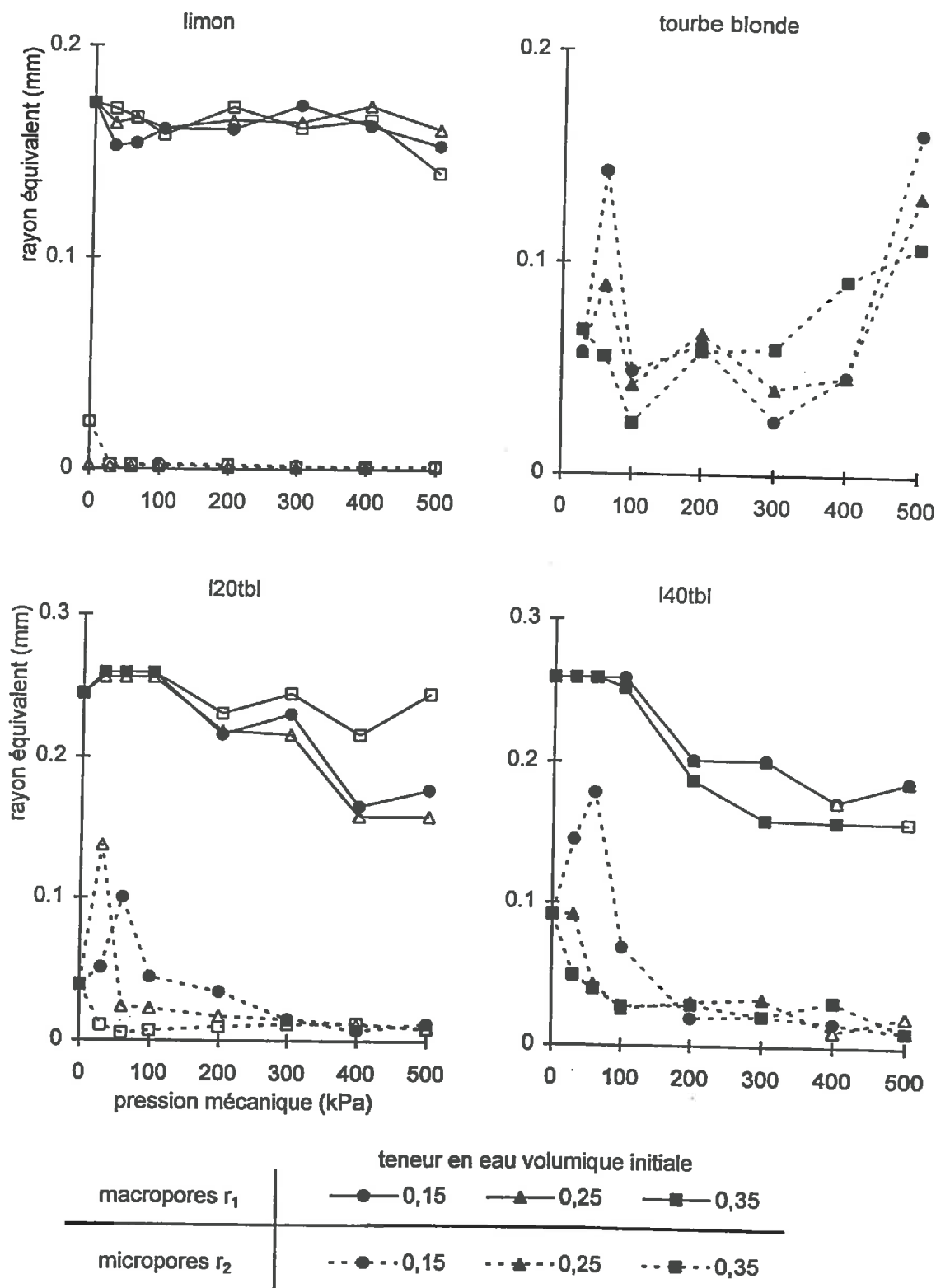


Figure 9.5: Rayons équivalents  $r_1$  de la porosité 1 et  $r_2$  de la porosité 2 obtenus à partir des équations de van Genuchten pour la tourbe blonde, le limon, I20tbl et I40tbl en fonction de la pression de chargement et pour différentes teneurs en eau volumiques initiales. Les symboles évidés représentent les échantillons saturés en fin de compression.

### *Valeur $r_2$ pour la microporosité*

La valeur du maximum de densité pour les micropores dépend peu de la teneur en eau volumique initiale. Pour le limon seul, la valeur de  $r_2$  est faible et proche de 0,001 mm. Le rayon équivalent de la microporosité est faible ce qui peut expliquer les faibles mesures et les mesures non réalisables de  $K_s$  (chapitre 5).

Pour les contraintes mécaniques inférieures à 200 kPa, les mélanges et la tourbe blonde ont une valeur de  $r_2$  de 0,15 mm, identique à la valeur de  $r_1$  du limon seul. Ensuite cette valeur de  $r_2$  diminue avec l'intensité de la contrainte mécanique pour ensuite se stabiliser autour de 0,02 pour I20tbl et 0,05 mm pour I40tbl et 0,1 mm pour la tourbe blonde seule.

L'ajout de matière organique au limon augmente la valeur de  $r_2$  par rapport à celle du limon seul. Le maximum de densité de la microporosité est augmenté par l'apport de matière organique et on peut penser que l'eau pourra circuler plus facilement dans la microporosité des mélanges.

## **9.2 MACROPOROSITE : ANALYSE D'IMAGE ET RETENTION EN EAU**

### **9.2.1 Construction d'une courbe de rétention en eau à partir des classes de taille de pores**

La macroporosité dont les pores ont un diamètre supérieur à 30 microns est décrite de manière détaillée par quinze classes de pores dans le chapitre 7. Les résultats concernent les faces verticales des échantillons. Cousin (1996) a montré que pour des pores inférieurs à 500 pixels ( $50 \text{ mm}^2$ ), la distribution de pores sur une image 2D est représentative de toutes les autres coupes 2D de l'échantillon.

Pour tous nos échantillons, les pores les plus gros sont inférieurs ou égaux à  $40 \text{ mm}^2$ . D'après Cousin (1996), une image 2D représente de manière satisfaisante l'espace poral du système 3D si la valeur de porosité 2D est proche de la valeur de porosité 3D. Nous disposons d'une seule image 2D verticale prise au milieu de l'échantillon que nous considérons comme représentative de notre échantillon. Pour la suite du raisonnement, la porosité bidimensionnelle sera assimilée à la porosité tridimensionnelle de l'échantillon.



Le comptage des pores de tous les échantillons montre que plus de 95% des pores totaux sont des pores arrondis. Pour chaque classe de pores, on suppose que les pores sont cylindriques, afin de déterminer un rayon médian en millimètre (tableau 9.1).

Tableau 9.1 : Rayon médian des classes de pores et pression capillaire correspondante

classe de pore	surface médiane (mm <sup>2</sup> )	rayon médian (mm)	pression capillaire (kPa)
classe 1	0,001	0,020	7,160
classe 2	0,003	0,028	5,063
classe 3	0,005	0,040	3,580
classe 4	0,010	0,057	2,532
classe 5	0,020	0,080	1,790
classe 6	0,040	0,114	1,266
classe 7	0,081	0,161	0,895
classe 8	0,161	0,228	0,633
classe 9	0,323	0,322	0,448
classe 10	0,645	0,455	0,316
classe 11	1,290	0,644	0,224
classe 12	2,580	0,910	0,800
classe 13	5,160	1,282	0,112
classe 14	10,321	1,812	0,079
classe 15	20,641	2,563	0,056

Cette extrapolation n'est pas représentative des pores allongés et des grands pores interconnectés d'où une surestimation probable du rayon moyen des grandes classes de pores. Le rayon, en utilisant la loi de Jurin (équation 9.6), permet de déterminer la pression capillaire à partir de laquelle les pores se remplissent. A chaque classe de pores correspond une pression capillaire de remplissage. En supposant que les macropores se remplissent tous et par ordre de taille croissante, le volume d'eau cumulé pour toutes les classes de pores est calculé. Par hypothèse, l'eau remplit déjà les pores de la microporosité de rayon inférieur à 15 microns et le volume d'eau initial avant le remplissage de la macroporosité est lu sur la courbe de rétention en eau pour une pression capillaire de -7,16 kPa.

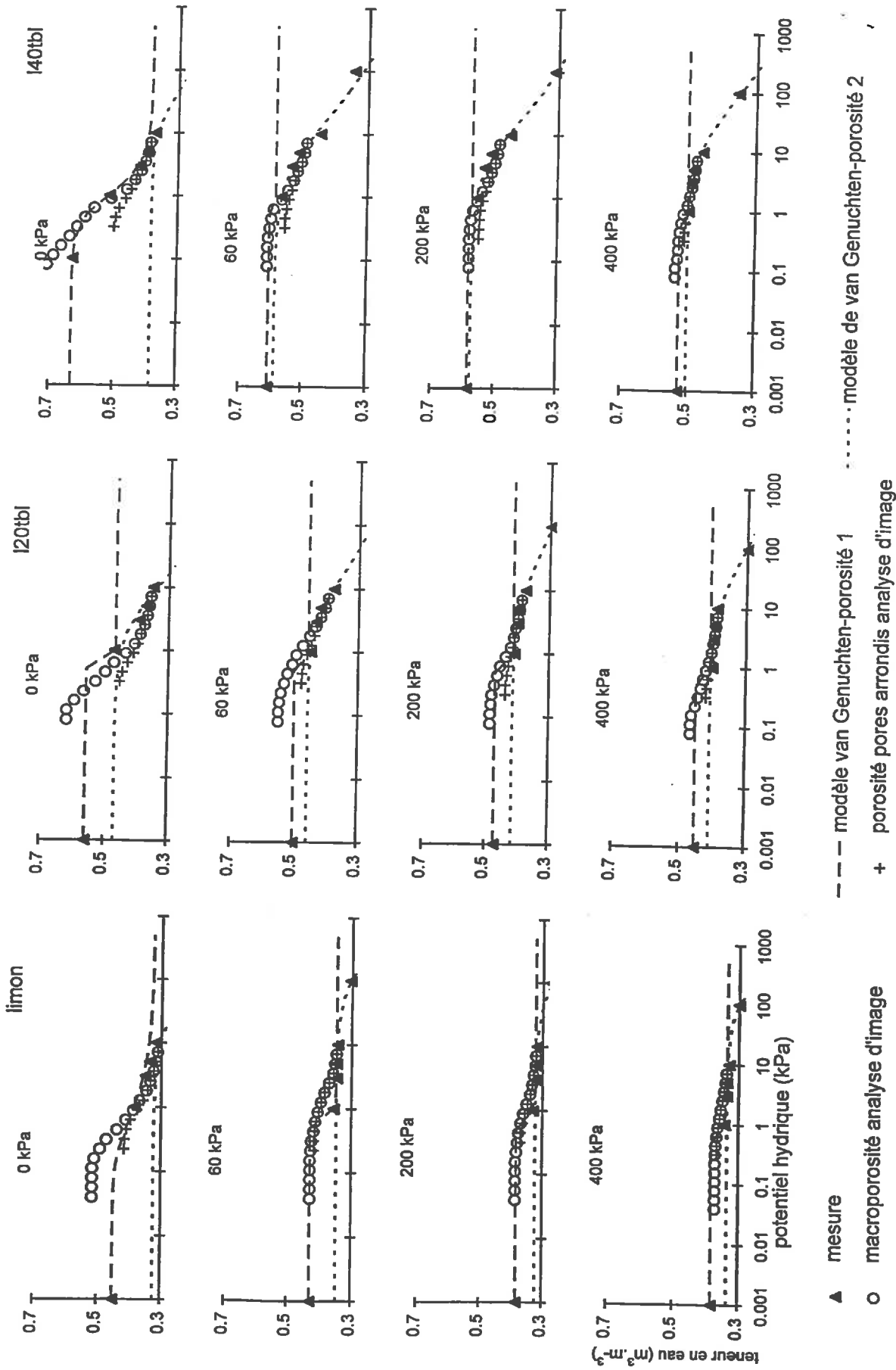


Figure 9.6: Construction des courbes de rétention en eau à partir de la macroporosité totale de l'analyse d'image et superposition avec le modèle de van Genuchten pour le limon, 120tbl et 140tbl pour différentes pressions de chargement et une teneur en eau volumique initiale de  $0,25 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-3}$ .

Une courbe de rétention en eau de la macroporosité obtenue par analyse d'image est construite pour chaque échantillon et les résultats sont comparés à la courbe de rétention en eau obtenue par les méthodes classiques.

### 9.2.2 Comparaison des courbes de rétention en eau

La figure 9.6 superpose les courbes de remplissage de la macroporosité obtenue par analyse d'image et les courbes de rétention en eau ajustées avec le modèle de van Genuchten pour différentes pressions mécaniques et une teneur en eau volumique initiale de  $0,25 \text{ m}^3.\text{m}^{-3}$ . Les résultats des autres modalités expérimentales sont présentés en annexe 6.

Globalement l'analyse d'image permet de reconstruire des courbes de rétention en eau pour tous les échantillons. La macroporosité totale et la macroporosité due aux pores arrondis sont figurés sur les courbes.

- Pour les faibles pressions de chargement (30-60 kPa), les courbes de rétention en eau déduites de l'analyse d'image et du modèle de van Genuchten ne sont pas exactement superposées entre -0,05 et -1 kPa. Ce sont les pores des classes 6 à 15 de rayon compris entre 0,114 et 2,56 mm qui sont responsables d'une surestimation ou sous estimation de la porosité totale. On peut penser que :

1. les échantillons sont constitués de grandes classes de pores qui contiennent beaucoup de pores allongés et interconnectés (chapitre 7). Le rayon médian choisi à partir de l'analyse d'image pour calculer le remplissage des pores majore la quantité d'eau réellement contenue dans les macropores.

2. les pores n'ont peut-être pas été entièrement réhydratés lors de la saturation pour la réalisation des courbes de rétention en eau. Ils étaient inaccessibles à la pénétration de l'eau car déconnectés ou fermés. Vogel (1997) montre pour un sol argileux, étudié par analyse d'image, que les classes de pores dont le diamètre est compris entre 0,1 et 0,3 mm sont moins bien représentées par les résultats des courbes de rétention en eau.

Pour le limon, ce sont les pores arrondis de l'analyse d'image (pores les plus fins de rayon inférieur à 0,135 mm) qui coïncident alors le mieux avec les courbes de van Genuchten.

- Pour les fortes contraintes mécaniques (à partir de 200 kPa), les courbes de rétention en eau des mélanges, obtenues par analyse d'image et prévues par le



modèle de van Genuchten, sont bien superposées. La proportion de pores allongés et interconnectés de ces échantillons est très faible d'où la bonne adéquation entre les mesures et le modèle. Pour les échantillons de mélange, les pores arrondis correspondent à la porosité 2 du modèle de van Genuchten.

### **9.3 CONCLUSION**

L'analyse d'image fournit une description morphologique en deux dimensions de la macroporosité. Les courbes de rétention en eau caractérisent un espace poral total à trois dimensions. Les résultats montrent la bonne adéquation entre les courbes de rétention en eau modélisées avec l'équation de van Genuchten et les courbes reconstruites à partir des différentes classes de pores identifiées par l'analyse d'image. Les observations de porosité 2D des faces verticales des échantillons semblent suffisamment précises pour reconstruire un espace poral 3D. Pour les échantillons pas ou peu compressés, la prise en compte d'un facteur de connexion entre les pores pourrait résoudre le problème de surestimation de la porosité par analyse pour les grandes classes de pores.

## CHAPITRE 10

# FONCTIONNEMENT HYDRODYNAMIQUE EN CONDITIONS SATUREES : MODELISATION ET CARACTERISATION A PARTIR DE L'ANALYSE D'IMAGE

### 10.1 THEORIE DU FONCTIONNEMENT HYDRODYNAMIQUE

Le sol est un milieu poreux dans lequel les processus de transferts sont difficiles à appréhender. Le fluide circule dans des canaux et des cavités de formes et de tailles variables plus ou moins reliés entre eux. L'étude des transferts d'eau se fait généralement en deux approches : une approche macroscopique à l'échelle globale de l'échantillon (Loi de Darcy) et une approche microscopique à l'échelle du tube capillaire (Loi de Poiseuille).

#### **10.1.1. Comportement dynamique de l'eau en conditions saturées : loi de Darcy**

La loi de Darcy permet de décrire l'écoulement de l'eau saturante dans le sol. Cette eau saturante est dans un état instable et a tendance à se déplacer dans le sens des charges décroissantes, à moins que des obstacles ne s'opposent au déplacement (Gras, 1988). Darcy a exprimé le débit volumique total  $Q$  passant à travers une colonne de sable de section  $S$ , de longueur  $L$  par la relation :

$$Q = S \times K_s \frac{\Delta H}{L} \quad (10.1)$$

$S$  est la section de la colonne ( $m^2$ ),

$L$  est la hauteur de la colonne (m),

$K_s$  est la conductivité hydraulique à saturation ( $m\ s^{-1}$ ),

$\Delta H$  est la différence de charge entre les extrémités de la colonne (m).

La conductivité hydraulique à saturation est fonction de la géométrie du solide d'une part et des propriétés intrinsèques du liquide (masse volumique, viscosité) d'autre part. La perméabilité intrinsèque  $\kappa$  du sol traduit le seul effet de la matrice solide sur l'écoulement d'un fluide.  $\kappa$  dépend directement de l'organisation du sol.  $K_s$  et  $\kappa$  sont liées par la relation suivante :

$$K_s = \kappa \frac{\rho_w g}{\eta_w} \quad (10.2)$$

$\rho_w$  est la masse volumique de l'eau ( $\text{kg m}^{-3}$ ),

$\eta_w$  est la viscosité de l'eau ( $\text{Pa s}$ ),

$g$  est l'accélération ( $\text{m s}^{-2}$ ).

### 10.1.2. Ecoulements dans un tube capillaire saturé : loi de Poiseuille

Dans un tube capillaire, où les écoulements d'eau sont laminaires, la loi de Poiseuille permet d'établir une relation entre les forces motrices, les forces de frottement et la vitesse d'écoulement. Le débit  $Q$  est le volume d'eau qui traverse un cylindre de longueur  $L$  et de rayon  $r$  par unité de temps. Le débit est proportionnel à la quatrième puissance du rayon et à la perte de charge de pression par unité de longueur (Musy et Soutter, 1991) :

$$Q = \frac{1}{2} \pi r^2 v_{\max} = \frac{\pi r^4}{8 \eta_w} \frac{(-\Delta p)}{L} \quad (10.3)$$

$r$  est le rayon du tube capillaire (m),

$L$  est la longueur du tube (m),

$v_{\max}$  est la vitesse maximale au centre du tube ( $\text{m}^2 \text{s}^{-1}$ ),

$\Delta p$  est la perte de charge (Pa)

La vitesse moyenne du fluide dans le tube capillaire s'écrit :

$$\bar{v} = \frac{Q}{S} = \frac{r^2}{8 \eta_w} \frac{(-\Delta p)}{L} = \frac{r^2}{8 \eta_w} \frac{(-\rho_w g \Delta H)}{L} \quad (10.4)$$

$\Delta H$  est la hauteur d'eau équivalente à la charge (m)

Cette équation est valable pour un tube de rayon  $r$  fixe. Si on suppose que le sol est composé d'un ensemble de tubes rectilignes parallèles de diamètre constant, le

débit total de l'eau à travers l'échantillon peut être considéré comme la somme des débits élémentaires de chaque tube. Cette approche est difficilement applicable à un sol dont les pores ont des formes et des dimensions très variables.

Cependant, une approche globale sur un élément de sol est possible si on suppose que l'écoulement est uniforme sur toute sa section. Le débit  $Q$  s'exprime à partir de la vitesse moyenne de pore  $v_r$  et la section globale des pores  $S_r$ . La mesure de  $S_r$  n'est pas facile et on peut exprimer  $Q$  à partir de la vitesse fictive  $v$  rapportée à la section totale  $S$  de l'élément de sol considéré.

$$Q = v_r \times S_r = v \times S \quad (10.5)$$

or,  $S_r/S$  correspond à la porosité  $\phi$  dans un domaine en deux dimensions du sol et l'expression du débit devient :

$$Q = v_r \times S \times \phi \quad (10.6)$$

## 10.2 APPROCHE DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE A SATURATION : MODELES DE PERMEABILITE

Une approche globale de la perméabilité intrinsèque peut être réalisée à partir de la description microscopique de la porosité, en partant de l'approche la plus simple (un seul tube rectiligne) jusqu'à une approche plus complexe (description quantitative et qualitative des pores du milieu étudié).

### **10.2.1 Conductivité hydraulique à saturation due à une pore de rayon unique, rectiligne ou tortueux**

Les relations de Poiseuille et Darcy permettent d'exprimer la conductivité hydraulique à saturation d'un sol en fonction de sa porosité  $\phi$  représentée par un ensemble de pores homogènes de rayon  $R$  et parallèles à la vitesse moyenne. A partir des équations 10.1 et 10.3, on déduit l'expression de  $K_s$  :

$$K_s = -\frac{\rho_w g}{8\eta_w} \phi r^2 \quad \text{où } \kappa = \frac{1}{8} \phi r^2 \quad (10.7)$$

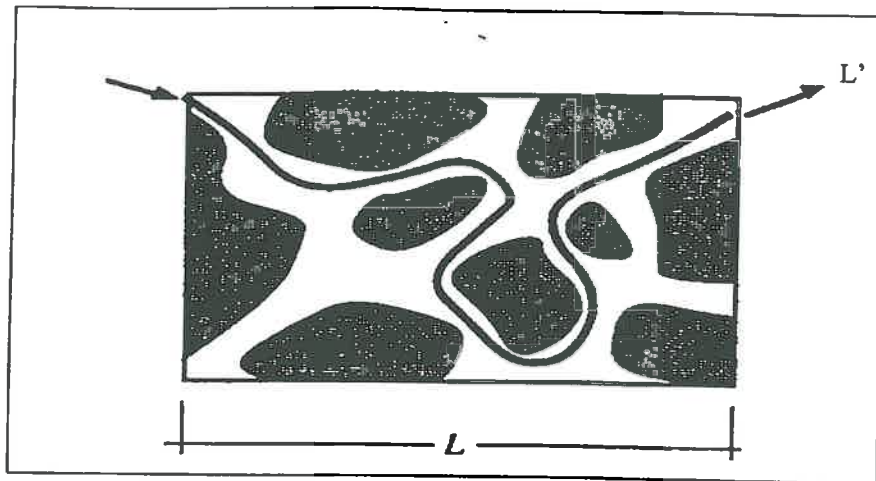


Figure 10.1 : Notion de tortuosité :  $L'$  étant le chemin réel du fluide et  $L$  le chemin apparent (d'après Musy et Soutter, 1991).

La structure du sol intervient dans la définition de l'espace poral participant à la circulation de l'eau dans le sol et sur les trajectoires du fluide circulant. L'orientation des pores est rarement parallèle au mouvement global du liquide. La tortuosité  $\tau$  du sol est définie comme le rapport de la longueur du chemin réel  $L'$  parcouru entre deux points à la distance apparente  $L$  qui les sépare (figure 10.1).

$$\tau = \frac{L'}{L} \geq 1 \quad (10.8)$$

l'expression de la perméabilité intrinsèque, devient (Guéguen et Palciauskas, 1992) :

$$\kappa = \frac{\phi r^2}{8} \frac{1}{\tau^2} \quad (10.9)$$

### 10.2.2 Rayon de pore équivalent maximal

La relation conductivité-porosité peut être approchée à partir de plusieurs familles de pores non connectés. La conductivité apparaîtra alors comme la somme des conductivités dues à chaque famille de pores. Les rayons équivalents des capillaires peuvent être déterminés par le biais d'une courbe de répartition de pores (Gras, 1988, Radulovich *et al*, 1989).

Le modèle de van Genuchten a permis de déterminer (chapitre 9) des rayons équivalents de pores  $r_1$  et  $r_2$  pour lesquels les 2 classes de porosité se vident. Les valeurs  $r_1$ ,  $r_2$ ,  $\phi_1$  et  $\phi_2$  peuvent être utilisées pour calculer la perméabilité intrinsèque  $\kappa$ . On suppose dans ce cas que les tubes des classes de porosité 1 et 2 sont non connectés et ont des directions parallèles. En introduisant pour chaque classe de porosité des valeurs de tortuosité  $\tau_1$  et  $\tau_2$ , on obtient :

$$\kappa = \frac{\phi_1 r_1^2}{8} \frac{1}{\tau_1^2} + \frac{\phi_2 r_2^2}{8} \frac{1}{\tau_2^2} \quad (10.10)$$

### 10.2.3 Modèle de rayon hydraulique (Kozeny-Carman)

La formule de Kozeny-Carman introduit la notion de milieu poreux équivalent par la détermination d'un rayon hydraulique moyen (Dunn et Phillips, 1991 ; Giménez *et al*, 1997). Le rayon hydraulique moyen  $r_m$  est défini par le rapport entre le volume

des pores et la surface des pores. Il est directement lié à la géométrie du milieu et à partir de l'équation 10.7, on peut écrire :

$$\kappa = ar_m^2 \phi \quad (10.11)$$

$\phi$  est la porosité,  
 $a$  est une constante sans dimension,  
 $r_m$  est le rayon hydraulique moyen.

Cette équation peut être modifiée en introduisant la notion de tortuosité du milieu. La constante  $a$  est remplacée par une nouvelle constante  $\frac{1}{b\tau^2}$  contenant la tortuosité  $\tau$  et on obtient l'équation :

$$\kappa = \frac{1}{b\tau^2} r_m^2 \phi \quad (10.12)$$

Pour résoudre l'équation 10.12, on utilise les mesures bidimensionnelles de l'analyse d'image. En supposant que le milieu est isotrope, le rayon hydraulique  $r_m$  est calculé par le rapport de la surface de pore sur le périmètre du pore (Giménez *et al*, 1997). La porosité surfacique est assimilée à la porosité volumique.

#### 10.2.4. Modèles de tubes ou de fissures connectés

Les modèles présentés dans les paragraphes précédents concernent des pores individuels non connectés et éventuellement tortueux. En réalité, les pores du sol sont limités en longueur et sont connectés. Ce comportement peut être caractérisé en utilisant le concept de percolation basé sur la physique statistique (Guyon et Roux, 1987). La perméabilité intrinsèque  $\kappa$  peut être calculée à partir de deux modèles statistiques : modèle de tube et modèle de fissure (Guéguen et Dienes, 1989 ; Guéguen et Palciauskas, 1992).

### 10.2.4.1 Statistique appliquée au modèle de tubes et fissures (Guéguen et Dienes (1989))

#### Modèle de tubes

Le modèle de tubes suppose que le milieu est constitué par une distribution isotrope de tubes homogènes, connectés, de longueur  $d$  et de rayon  $r$ . La perméabilité est déterminée par un calcul statistique à partir de la loi de Poiseuille (Guéguen et Dienes, 1989) :

$$\kappa = \frac{\pi}{32} n_0 \overline{d r^4} \quad (10.13)$$

$n_0$  est le nombre de tubes par unité de volume,

$(\overline{r^4})$  est le moment d'ordre quatre de la distribution des rayons de pores.

Si la distribution des rayons de tubes est isotrope et pas trop étalée avec pour chaque valeur de rayon  $r_i = (\bar{r} + \varepsilon_i)$  alors

$$\overline{r^4} = \frac{\sum_1^n r_i^4}{n} = \frac{\sum_1^n (\bar{r} + \varepsilon_i)^4}{n} \approx \frac{\sum_1^n \bar{r}^4}{n} = \frac{n \bar{r}^4}{n} = \bar{r}^4$$

Si  $l$  est la distance moyenne entre deux tubes, la densité de tube est  $n_0 = 1/l^3$  (figure 10.2).

La perméabilité du milieu devient :

$$\kappa = \frac{\pi}{32} \frac{\overline{d r^4}}{\bar{l}^3} = \frac{\bar{r}^2 \phi}{32} \quad (10.14)$$

$$\text{avec en utilisant l'équation 10.7, } \phi = \frac{\pi d \bar{r}^2}{\bar{l}^3} \quad (10.15)$$

Seuls les tubes connectés doivent être retenus pour le calcul de  $\kappa$  et on introduit la fraction de tubes connectés  $f$  pour le calcul (avec  $0 \leq f \leq 1$ ). Le facteur de connexion  $f$  peut être déterminé à partir du concept de percolation (voir paragraphe suivant).

$$\kappa = \frac{\pi}{32} f \frac{\overline{d r^4}}{\bar{l}^3} = \frac{1}{32} f \bar{r}^2 \phi \quad (10.16)$$



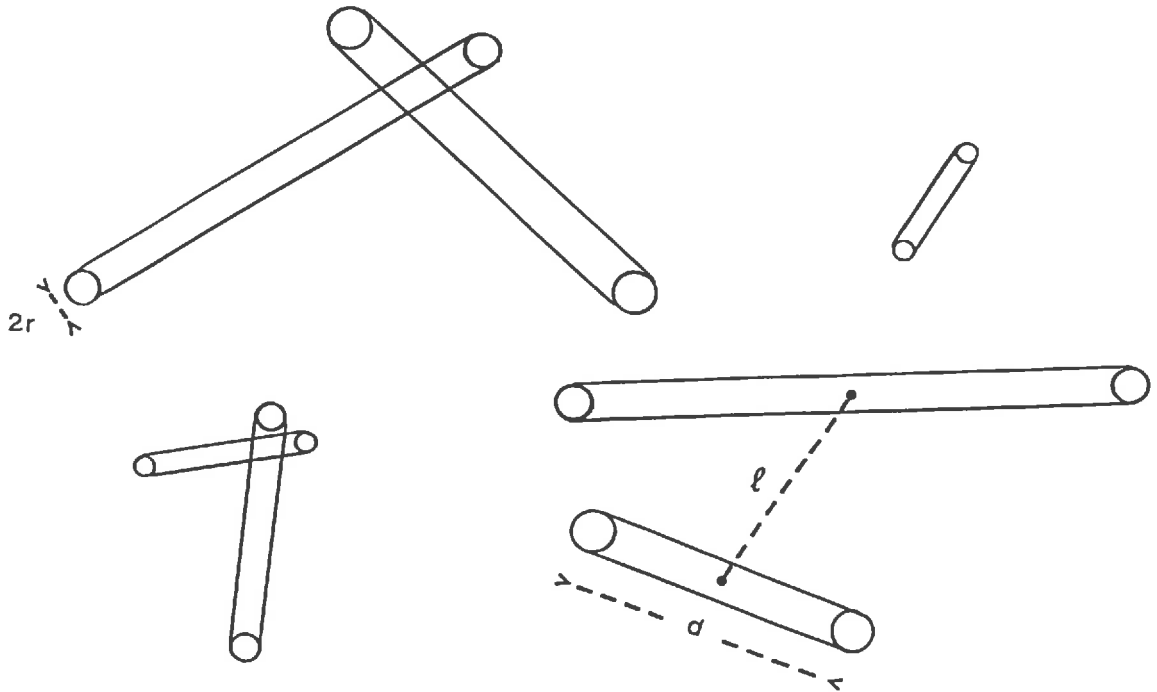


Figure 10.2 : Modèle de tubes :  $r$  est le rayon,  $d$  la longueur,  $l$  la distance entre deux tubes (D'après Guéguen et Palciauskas, 1992).

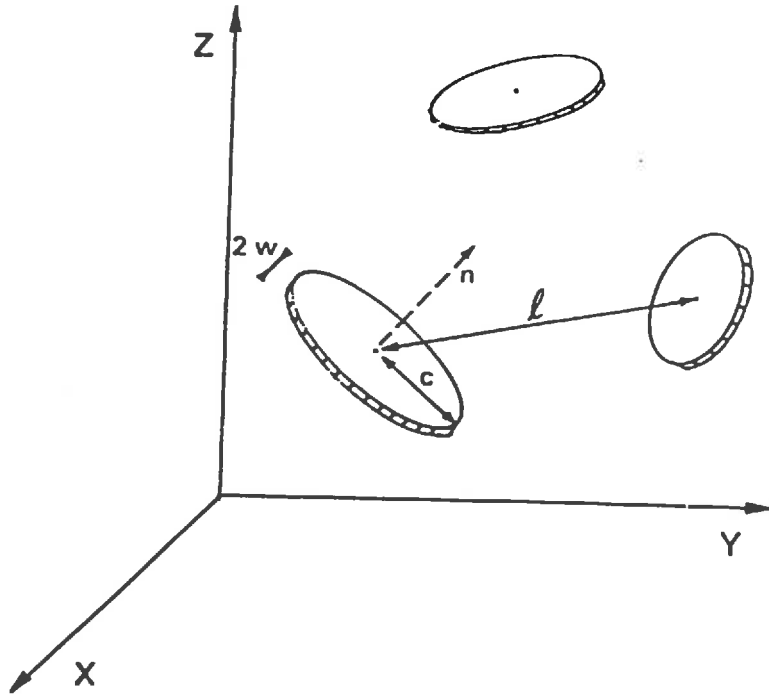


Figure 10.3 : Modèle de fissures :  $w$  est la demi ouverture,  $c$  est le rayon,  $l$  la distance entre deux fissures (D'après Guéguen et Palciauskas, 1992).

### Modèle de fissures

De la même manière, le modèle de fissures s'intéresse à la distribution de cylindres d'ouverture  $2w$  et de diamètre  $2c$  tels que  $c \gg w$  (figure 10.3). Par calcul statistique, Guéguen et Dienes (1989) montrent que la perméabilité du milieu est définie à partir de la relation suivante :

$$\kappa = \frac{4\pi}{15} \frac{\bar{w}^3}{\bar{c}^3} n_0 \bar{c}^5 \quad (10.17)$$

$n_0$  est le nombre de fissures par unité de volume,

$(\bar{c}^5)$  est le moment d'ordre cinq de la distribution des rayons de fissures

Si la distribution de fissures est isotrope et peu étalée, le moment d'ordre 5 du rayon  $c$  est équivalent à la puissance 5 de la moyenne et la perméabilité s'écrit :

$$\kappa = \frac{4\pi}{15} \frac{\bar{w}^3 \bar{c}^2}{\bar{l}^3} = \frac{2\bar{w}^2 \phi}{15} \quad (10.18)$$

$$\text{avec en utilisant l'équation 10.7, } \phi = 2\pi \frac{\bar{w} \bar{c}^2}{\bar{l}^3} \quad (10.19)$$

En introduisant le facteur de connexion, on obtient pour la perméabilité des fissures l'équation suivante :

$$\kappa = \frac{4\pi}{15} f \frac{\bar{w}^3 \bar{c}^2}{\bar{l}^3} = \frac{2}{15} f \bar{w}^2 \phi \quad (10.20)$$

#### 10.2.4.2 Concept de percolation

La théorie de la percolation s'est développée depuis vingt ans (Stauffer, 1985) dans le domaine de la physique statistique. Elle permet notamment de conceptualiser la géométrie et les caractéristiques topologiques des milieux poreux (Berkowitz et Balberg, 1993) en produisant des lois universelles pour déterminer la géométrie et les propriétés physiques du système.

Un système hétérogène est constitué d'un assemblage d'objets plus ou moins connectés les uns aux autres. Chaque objet est caractérisé par un certain nombre de liaisons avec ses voisins. Cet ensemble de liens constitue un réseau de circulation (Guyon et Roux, 1987). La transmission d'une propriété dans le système est explicable par le phénomène de la percolation.

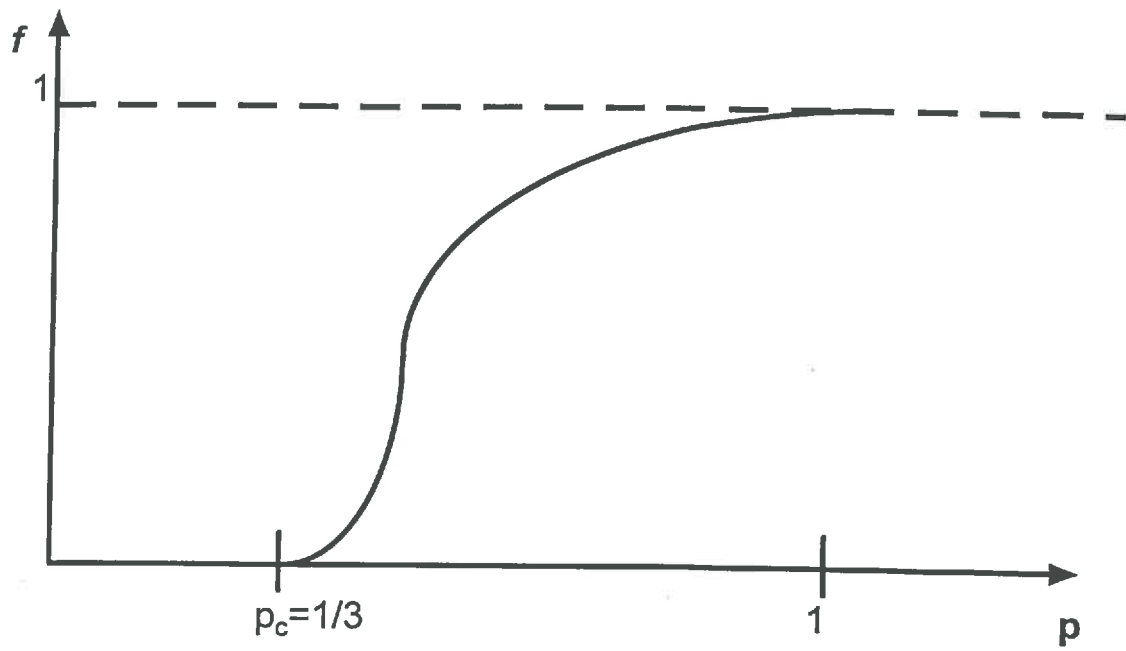


Figure 10.4 : Variation de  $f$  en fonction de la probabilité  $p$ ,  $p_c$  est le seuil de percolation (D'après Guéguen et Palciauskas, 1992).

La percolation se produit dans le réseau quand les connexions entre les objets sont suffisantes pour permettre à la propriété d'être transmise d'une extrémité à l'autre sans interruption. Si on appelle  $p$  la probabilité que deux objets voisins soient liés, la percolation se produit quand  $p$  atteint une valeur critique  $p_c$ , appelée seuil de percolation. Quand  $p$  est inférieur à  $p_c$ , les amas percolants (groupe d'objets reliés) sont disjoints les uns des autres et il n'existe pas de chemin continu. Quand  $p$  est supérieur ou égal à  $p_c$ , il existe alors au moins un chemin continu. La longueur de corrélation  $\xi$  est définie comme la distance moyenne entre deux objets d'un même amas. Pour un milieu infini, elle tend vers l'infini quand  $p$  tend vers  $p_c$ . Elle suit une loi de la forme :

$$\xi = |p - p_c|^{-\nu} \quad (10.21)$$

où  $\nu$  est un exposant critique qui au voisinage du seuil de percolation est indépendant de la géométrie du système.

L'approche de la percolation dans un système de pores passe par l'étude de son réseau de circulation. Dans les modèles de tubes ou de fissures, proposés par Guéguen et Dienes (1989) pour aborder la perméabilité des roches,  $p$  correspond à la probabilité d'interconnexion entre les tubes ou les fissures. Au voisinage du seuil de percolation, la fraction d'objets connectés varie comme  $(p - p_c)^2$  (De Gennes et Guyon, 1978).

Le facteur  $f$  des équations 10.16 et 10.20 peut être calculé de manière précise à partir de  $p$  uniquement pour un réseau simple. Le réseau de Bethe présente l'avantage de proposer une solution exacte à la résolution du problème de percolation. Chaque site du réseau est entouré par  $z$  voisins. Le seuil de percolation a une expression de la forme :

$$p_c = \frac{1}{z - 1} \quad (10.22)$$

Le réseau de Bethe est classiquement choisi avec une valeur  $z=4$ . Dans ce cas  $p_c=1/3$ . La variation de la perméabilité en fonction de la valeur de  $f$  ou de la probabilité d'intersection est représenté sur la figure 10.4. Le facteur de percolation  $f$  est tel que :

$$f = 0 \text{ si } (p < p_c); f \cong (p - p_c)^2 \text{ si } p \approx p_c; f = 1 \text{ si } (p \gg p_c).$$

Pour les modèles de pores et de fissures, la valeur de  $p$  peut être calculée à partir de la notion de volume exclu  $V_e$  (De Gennes, 1976). Le volume exclu d'une fissure ou d'un tube est le plus grand volume centré sur cet objet et dans lequel doit se trouver le centre d'un second objet pour qu'ils se chevauchent.

Tableau 10.1 : Relations entre modèles de pores et perméabilité

modèles	réseau	variables de forme	perméabilité intrinsèque	paramètres d'entrée	variables ajustées pour optimiser $\kappa$
Rayon de pore équivalent	tubes rectilignes et parallèles au vecteur vitesse	rayon équivalent maximal $r_1$ et $r_2$	$\kappa = \frac{1}{8\tau_1^2} r_1^2 \phi_1 + \frac{1}{8\tau_2^2} r_2^2 \phi_2$	$r_1$ et $r_2$ ; $\phi_1$ et $\phi_2$ obtenues avec le modèle de van Genuchten à partir des courbes de rétention en eau	$\tau_1$ et/ou $\tau_2$ point par point
Kozeny-Carman	tubes $\pm$ tortueux, non connectés	rayon hydraulique moyen $r_m$	$\kappa = \frac{1}{b\tau^2} r_m^2 \phi$	$r_m$ par analyse d'image $\phi$ après 100 cycles de compression	$b\tau^2$ point par point
Guéguen et Dienes (1989)	tubes de longueur $d$ , $\pm$ connectés fissures de diamètre $2c$ , $\pm$ connectés	distribution de tubes de rayon $r$ distribution de fissures d'ouverture $2w$	$\kappa = \frac{1}{32} f r^2 \phi$ $\kappa = \frac{2}{15} f w^2 \phi$	grand axe (=d ou c) par analyse d'image petit axe (=r ou w) par analyse d'image $\phi$ après 100 cycles de compression	$p_c$ pour une humidité initiale pour l'ensemble des pressions appliquées

Dans le cas de deux tubes cylindriques,  $V_e \cong 2\bar{d}^2\bar{r}$  et avec une densité de tube de  $1/\bar{l}^3$ , la probabilité de percolation  $p$  (pour  $z=4$ ) s'écrit (Guéguen et Palciauskas, 1992) :

$$p \cong \frac{\bar{d}^2\bar{r}}{2\bar{l}^3} \quad (10.23)$$

Dans le cas de deux disques,  $V_e \cong \pi^2\bar{c}^3$  et avec une densité de fissures de  $1/\bar{l}^3$ , la probabilité  $p$  (pour  $z=4$ ) s'écrit :

$$p \cong \frac{\pi^2\bar{c}^3}{4\bar{l}^3} \quad (10.24)$$

A partir des équations 10.12 et 10.16 et 10.20, on obtient une relation entre la tortuosité  $\tau$  et le facteur de percolation  $f$  telle que :

$$f = \frac{32}{b\tau^2} \text{ pour les tubes et } f = \frac{2}{15b\tau^2} \text{ pour les fissures} \quad (10.25)$$

Quand  $f$  tend vers zéro,  $\tau$  tend vers l'infini, et les connexions du réseau ne sont pas assez longues pour assurer la conductivité et  $\kappa$  tend vers zéro. Au contraire quand la tortuosité est petite, les voies de connexion sont nombreuses et  $f$  tend vers 1.

### 10.2.5 Conclusion

Le tableau 10.1 permet de comparer les hypothèses de construction des différents modèles et les équations de perméabilité associées. A partir des paramètres d'entrée déterminés, soit par les courbes de rétention en eau, soit par analyse d'image, on tente d'optimiser la valeur de la perméabilité intrinsèque. Dans le cas des modèles de pore équivalent et Kozeny-Carman, la tortuosité est ajustée point par point. Les résultats de ces deux modèles seront traités en parallèle. Dans le cas du modèle de Guéguen et Dienes (1989), le seuil de percolation est ajusté pour tous les échantillons d'un même matériau à la même teneur en eau volumique initiale.



## 10.3 RESULTATS DE PERMEABILITE

### 10.3.1 A partir des modèles de tubes rectilignes ou tortueux

#### 10.3.1.1 Rayon de pore équivalent $r_1$ et $r_2$

L'utilisation des valeurs de  $r_1$  et  $r_2$  (déterminés au chapitre 9) pour le calcul de la perméabilité du sol avec l'équation 10.7 donne des valeurs de  $\kappa$  très fortes et très éloignées des mesures obtenues sur les échantillons. Les valeurs de  $r_1$  sont de l'ordre de 0,2 mm et les valeurs de  $r_2$  sont de l'ordre de 0,01mm. Ce sont donc les valeurs de  $r_1$  qui conditionnent les résultats calculés pour la perméabilité. On poursuivra le raisonnement uniquement avec ces dernières valeurs. Pour ajuster les valeurs de perméabilité, on calcule la tortuosité  $\tau_1$  point par point dans l'équation 10.10.

#### 10.3.1.2 Rayon hydraulique $r_m$

Le rayon hydraulique moyen  $r_m$  ( $=r/2$ ) est le rapport de la surface du pore sur le périmètre du pore. A partir de l'analyse d'image, le rayon hydraulique de chaque pore d'un échantillon est déterminé. On calcule le rayon hydraulique moyen par une moyenne géométrique à partir du rayon hydraulique moyen de chaque classe de pores et du nombre de pores dans chaque classe (tableau 10.2).

Tableau 10.2 : Rayons hydrauliques moyens calculés (exprimés en mm) à partir de l'analyse d'image.

pression	30 kPa	60 kPa	100 kPa	200 kPa	300 kPa	400 kPa	500 kPa
limon							
0,15	0,032	0,044	0,040	0,028	0,032	0,030	0,028
0,25	0,030	0,028	0,032	0,028	0,028	0,024	0,028
0,35	0,032	0,040	0,032	0,030	0,032	0,036	0,038
l20tbl							
0,15	0,032	0,042	0,036	0,028	0,032	0,032	0,028
0,25	0,028	0,026	0,030	0,028	0,028	0,024	0,026
0,35	0,032	0,038	0,032	0,030	0,030	0,034	0,038
l40tbl							
0,15	0,030	0,040	0,036	0,028	0,030	0,032	0,026
0,25	0,030	0,026	0,030	0,028	0,028	0,022	0,026
0,35	0,030	0,036	0,030	0,030	0,030	0,034	0,038



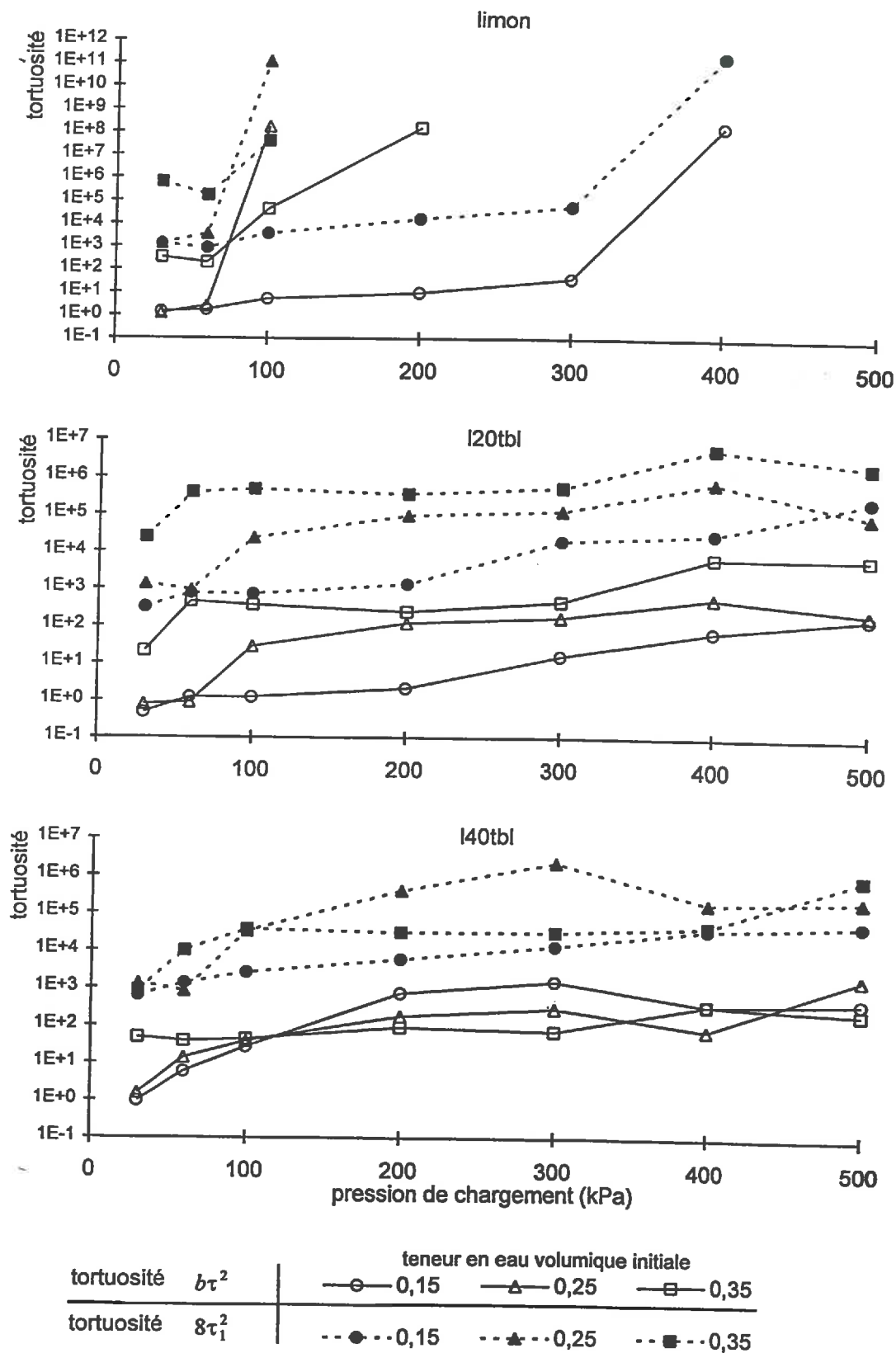


Figure 10.5 : Comparaison des tortuosités pour le limon, I20tbl et I40tbl en fonction de la pression de chargement et pour différentes teneurs en eau volumiques initiales.

Les valeurs de rayons hydrauliques moyens obtenus sont très proches pour tous les échantillons. Elles sont indépendantes de la teneur en eau volumique initiale et de la pression de chargement appliquée. Ces valeurs sont utilisées dans la formule de Kozeny-Carman (équation 10.12) pour calculer la perméabilité des échantillons. Les valeurs de perméabilité mesurées sur les échantillons sont comparées aux valeurs calculées avec le rayon hydraulique moyen dans l'équation 10.12. La constante  $b\tau^2$  contenant la tortuosité  $\tau$  est déduite de cette comparaison point par point.

Dans le cas où les échantillons sont idéalement connectés et isotropes  $\tau = 2$ . En terme de percolation, la connexion est idéale si  $f = 1$  et dans ce cas  $b = 8$  (Guegen et Dienes, 1989). Dans ces conditions idéales, la constante  $b\tau^2 = 32$ . Quand la valeur de la constante augmente, la connexion dans l'échantillon diminue et la perméabilité diminue aussi. Quand la valeur de la tortuosité devient très forte (elle tend vers l'infini), la connexion dans le milieu est inexistante et la perméabilité  $\kappa$  tend vers 0.

### 10.3.1.3 Comparaison des valeurs de tortuosité

La figure 10.5 permet de comparer les valeurs de tortuosité  $\delta\tau_1^2$  et  $b\tau^2$ . Pour les deux tortuosités, les valeurs de tortuosité augmentent avec l'intensité de la pression de chargement appliquée. Les valeurs du rayon  $r_1$  et les valeurs du rayon hydraulique  $r_m$  varient peu pour tous les échantillons d'un même matériau. La diminution de la perméabilité est liée à la diminution du nombre de pores quand la pression de chargement augmente et à la diminution des connexions, donc à la suppression des intersections entre les pores. Beaucoup de valeurs de tortuosité du limon sont très fortes et correspondent aux échantillons dont les mesures de perméabilité se sont avérées nulles.

Les allures des courbes pour une même teneur en eau volumique initiale sont identiques. La tortuosité  $b\tau^2$  est en général 100 fois plus petite que  $\delta\tau_1^2$ . Ce décalage peut s'expliquer par le fait que les valeurs de  $r_1$  sont 5 fois plus élevées que celles de  $r_m$  et les valeurs de porosité  $\phi_1$  sont le tiers de la porosité totale après 100 cycles de compression.

Les valeurs de rayons équivalents  $r_1$  définies à partir des courbes de rétention en eau sont en fait des rayons de pores équivalents maximaux qui relèvent des conditions statiques de l'eau dans l'échantillon. Les valeurs définies rendent compte en fait de la capacité du sol à stocker de l'eau. Les rayons  $r_1$  sont des rayons de pores équivalents maximaux pour le stockage de l'eau. C'est pourquoi les valeurs de rayons de pores obtenus pour la porosité 1 sont relativement fortes et induisent des valeurs de tortuosité  $\tau_1$  qui ne rendent pas compte de la réalité de circulation du fluide dans les échantillons.

Dans le cas des rayons de pores équivalents, la valeur utilisée pour ajuster la perméabilité est trop forte ou bien les connexions sont très peu nombreuses. Dunn et Phillips (1991) ont montré que 73 à 83% du flux d'eau à saturation passe à travers seulement 0,04 à 0,10% du volume total des macropores du sol qui ont un diamètre équivalent de 0,21 mm.

Pour certains échantillons, la tortuosité  $b\tau^2$  est inférieure à 32. Ces valeurs sont inférieures à celles calculées dans des conditions idéales. Pour ces échantillons, la valeur du rayon hydraulique est trop faible et ne rend pas compte de la quantité d'eau qui a réellement circulé dans l'échantillon.

Dans le cas du modèle de Kozeny-Carman, le rayon hydraulique calculé à partir de l'analyse d'image est trop faible pour rendre compte de la perméabilité intrinsèque de l'échantillon.

### **10.3.2 A partir des modèles de tubes et fissures**

#### **10.3.2.1 Paramètres d'entrée obtenus par analyse d'image**

Lors du traitement des images avec le logiciel Optimas v5.2, les dimensions géométriques de chaque pore ont été extraites. En effet, le logiciel permet d'inscrire dans chaque pore une ellipse caractérisée par son grand axe (a) et son petit axe (b). Pour les pores arrondis, les paramètres de l'ellipse inscrite se rapprochent beaucoup des dimensions réelles du pore. Dans le cas des pores allongés et interconnectés, l'utilisation des données est plus délicate. Cependant, nous avons vu que les échantillons sont composés à plus de 90% de pores ronds. Les moyennes géométriques qui seront calculées à partir des valeurs de grands axes et petits axes peuvent donc être considérées comme convenables.

Le tableau 10.3 donne les résultats obtenus par l'analyse d'image pour les grands axes (a) et petits axes (b) pour les différentes pressions mécaniques appliquées et différentes teneurs en eau volumiques initiales.

Tableau 10.3 : Moyennes géométriques des valeurs des grands axes (a) et petits axes (b) (exprimées en mm) des ellipses inscrites dans les pores.

pression	30 kPa		60 kPa		100 kPa		200 kPa		300 kPa		400 kPa		500 kPa	
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
limon														
0,15	0,162	0,080	0,244	0,115	0,208	0,103	0,158	0,072	0,184	0,079	0,187	0,074	0,149	0,066
0,25	0,158	0,075	0,121	0,064	0,143	0,074	0,143	0,068	0,150	0,069	0,093	0,053	0,147	0,066
0,35	0,208	0,090	0,190	0,082	0,170	0,074	0,183	0,077	0,164	0,075	0,179	0,081	0,232	0,093
l20tbl														
0,15	0,155	0,080	0,154	0,076	0,164	0,081	0,172	0,080	0,140	0,070	0,174	0,080	0,110	0,058
0,25	0,155	0,072	0,147	0,073	0,167	0,083	0,139	0,064	0,134	0,062	0,171	0,071	0,142	0,063
0,35	0,189	0,111	0,155	0,088	0,147	0,085	0,169	0,092	0,146	0,070	0,174	0,091	0,165	0,092
l40tbl														
0,15	0,143	0,074	0,131	0,068	0,146	0,070	0,142	0,068	0,125	0,063	0,129	0,066	0,113	0,058
0,25	0,169	0,083	0,138	0,070	0,145	0,072	0,133	0,064	0,124	0,062	0,136	0,069	0,158	0,076
0,35	0,142	0,071	0,174	0,085	0,147	0,072	0,162	0,075	0,162	0,075	0,167	0,075	0,143	0,065

Pour un matériau donné, les valeurs des grands axes et des petits axes sont très proches quelle que soit la teneur en eau volumique initiale. Les valeurs du grand axe (a) et du petit axe (b) diminuent légèrement quand la pression de chargement augmente.

Une moyenne géométrique globale est réalisée pour tous les échantillons d'un même matériau compressés à la même teneur en eau volumique initiale (tableau 10.4).

Dans le cas du modèle de tube, le demi petit axe (b) de l'ellipse est équivalent au rayon du tube  $r$ . La longueur  $d$  du tube n'est pas appréhendable sur les pores arrondis. Dans le cas de modèle de fissure, le demi petit axe (b) est équivalent à l'ouverture  $w$  de la fissure et le demi grand axe (a) est équivalent au rayon  $c$  de la fissure.

Tableau 10.4 : Moyennes géométriques globales des valeurs des grands axes (a) et petits axes (b) (exprimées en mm) des ellipses inscrites dans les pores.

matériau	humidité initiale	moy. géométrique grand axe(a)		demi grand axe global =c	moy. géométrique petit axe (b)		demi petit axe global = r ou w
		global	pores allongés = d		global	pores allongés = 2r ou 2w	
limon	0,15	<b>0,183</b>	0,800	0,092	<b>0,084</b>	0,255	0,042
	0,25	<b>0,136</b>	0,838	0,068	<b>0,067</b>	0,260	0,034
	0,35	<b>0,189</b>	0,901	0,095	<b>0,082</b>	0,227	0,041
I20tbl	0,15	<b>0,153</b>	0,611	0,077	<b>0,075</b>	0,252	0,038
	0,25	<b>0,151</b>	0,583	0,076	<b>0,070</b>	0,209	0,035
	0,35	<b>0,164</b>	0,653	0,082	<b>0,090</b>	0,256	0,045
I40tbl	0,15	<b>0,133</b>	0,455	0,067	<b>0,066</b>	0,198	0,033
	0,25	<b>0,143</b>	0,534	0,072	<b>0,071</b>	0,216	0,036
	0,35	<b>0,156</b>	0,579	0,078	<b>0,074</b>	0,218	0,037

Le rapport du grand axe global sur le petit axe global est de l'ordre de 2 à 2,3. Les pores observés par analyse d'image sont à plus de 90% des pores arrondis. Ces pores peuvent être des sections de tubes capillaires dont on ne connaît pas la longueur. Les données de grands axes et de petits axes uniquement sur les pores allongés peuvent apporter un renseignement sur la forme réelle des pores arrondis si on suppose que le pore allongé est une coupe longitudinale du tube capillaire. Le rapport du grand axe des pores allongés sur le petit axe des pores allongés (tableau 10.4) est de l'ordre de 4 pour le limon et de 2,5 pour les mélanges. Ces valeurs sont proches du rapport global précédent et les pores arrondis sont de formes allongées comparables à des lentilles.

### 10.3.2.2 Ajustement du seuil de percolation $p_c$

Pour le modèle de tubes, à partir des équations 10.14, 10.15 et 10.23, on peut écrire :

$$\kappa = \frac{1}{32} \bar{r}^2 \phi \times \left[ \frac{\bar{d}}{2\pi\bar{r}} \phi - p_c \right]^2 \quad (10.26)$$

On pose comme condition que si  $\frac{\bar{d}}{2\pi\bar{r}}\phi < p_c$  alors  $\kappa$  est égal à  $1.10^{-12} \text{ mm}^2$ , sinon  $\kappa$  est le résultat de l'équation 10.26.

Pour le modèle de fissures, à partir des équations 10.18, 10.19 et 10.24, on peut écrire :

$$\kappa = \frac{2}{15} \bar{w}^2 \phi \times \left[ \frac{\pi\bar{c}}{8\bar{w}} \phi - p_c \right]^2 \quad (10.27)$$

On pose comme condition que si  $\frac{\pi\bar{c}}{8\bar{w}}\phi < p_c$  alors  $\kappa$  est égal à  $1.10^{-12} \text{ mm}^2$ , sinon  $\kappa$  est le résultat de l'équation 10.27.

Les équations 10.26 et 10.27 sont testées en ajustant  $p_c$  et en utilisant respectivement les microvariables  $r$  et  $d$  ; et  $w$  et  $c$  données dans le tableau 10.4. L'ajustement numérique se fait en minimisant l'écart quadratique moyen (voir chapitre 4) (Saporta, 1990) et utilise une méthode de Newton Raphson sur 100 itérations.

La figure 10.6 ci-après montre le type d'ajustement obtenu avec le modèle de fissures pour les différentes valeurs de perméabilité en fonction de la porosité mesurée (en fin de compression sur l'échantillon total) pour chaque pression de chargement appliquée. Le tableau 10.5 donne les valeurs de  $p_c$  ajustées suivant les différents modèles.

Tableau 10.5 : Valeurs du seuil de percolation  $p_c$  ajustées suivant les modèles de tubes et de fissures. Coefficient de détermination des ajustements.

matériau	humidité initiale	modèle de tubes		modèle de fissures	
		$p_c$	$r^2$	$p_c$	$r^2$
limon	0,15	0,248	0,66	0,307	0,79
	0,25	0,243	0,87	0,304	0,97
	0,35	0,253	0,89	0,325	0,88
I20tbl	0,15	0,164	0,60	0,263	0,94
	0,25	0,241	0,73	0,318	0,94
	0,35	0,232	0,81	0,292	0,70
I40tbl	0,15	0,182	0,58	0,316	0,92
	0,25	0,277	0,68	0,353	0,66
	0,35	0,297	0,76	0,374	0,71

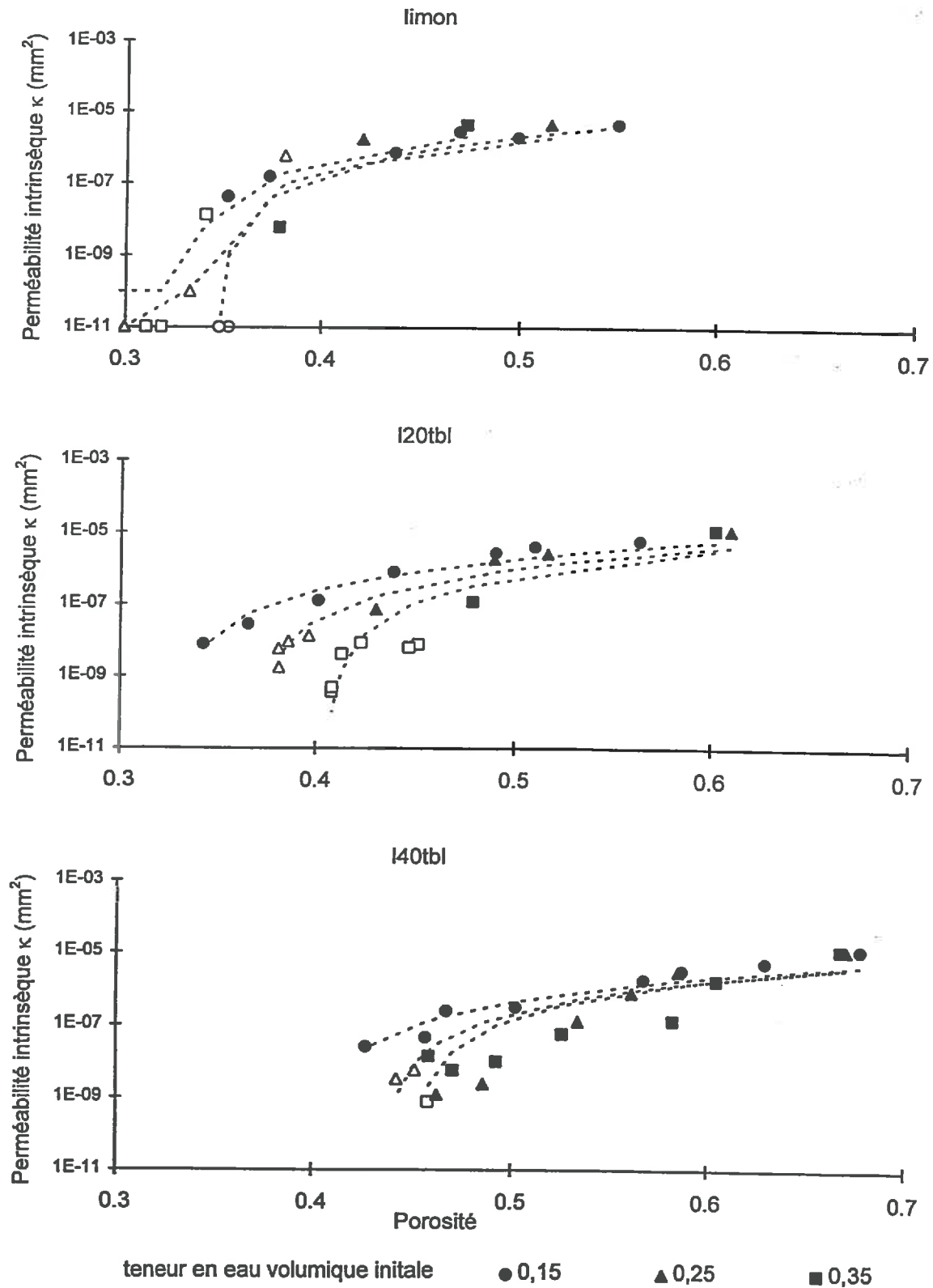


Figure 10.6 : Modélisation de la perméabilité intrinsèque par les modèles de fissures (en pointillé) pour le limon, I20tbl et I40tbl en fonction de la porosité finale en fin de compression et pour différentes teneurs en eau volumiques initiales. Les symboles évidés représentent les échantillons saturés en fin de compression.

Les valeurs de  $p_c$  obtenues pour un même modèle sont assez proches pour tous les matériaux. Les équations ajustées sont définies pour un réseau de Bethe à  $z=4$  et, dans ce cas, le seuil de percolation est égal à  $1/3$ . Les ajustements de  $p_c$  pour le modèle de fissures donnent des valeurs très proches de 0,33. Pour le modèle de tubes, les valeurs ajustées sont inférieures à 0,25. Les coefficients de détermination donnent de meilleurs résultats pour le modèle de fissures à 0,15 et 0,25 de teneur en eau volumique initiale. Pour une humidité de 0,35, le modèle de pores a un meilleur ajustement.

Les microvariables de l'analyse d'image et la porosité totale introduite dans le modèle de fissures permettent de déterminer la perméabilité avec un bon ajustement de  $p_c$ . On peut penser que les pores arrondis des échantillons ont une forme qui s'apparente plutôt à des petites lentilles qu'à des sections de tubes capillaires. Ce sont des petites fissures indépendantes les unes des autres vues de face, aplaties aux extrémités ou des sections de fissures plus grosses ou de pores interconnectés. Les pores des échantillons sont en fait des fissures de différentes tailles.

#### 10.3.2.3 Facteur de connexion

La connexion entre les fissures est déterminée par le facteur de connexion  $f$  qui est calculé à partir des microvariables d'analyse d'image et de  $p_c$  ajusté. La variable  $f$  est calculée pour tous les échantillons dont la probabilité  $p$  est supérieure au seuil de percolation ajusté.

Pour les mélanges, la connexion est diminuée par 100 à l'état non compressé :

- à 0,15 pour une pression de chargement de 100 à 200 kPa,
- à 0,25 pour une pression de chargement de 30 à 100 kPa,
- à 0,35 pour une pression de chargement de 30 kPa.

Les valeurs de  $(15/2) f$  (équation 10.25) sont comparées aux résultats de tortuosité. Les valeurs de  $(15/2) f$  sont plus faibles que les valeurs de tortuosité mais les courbes ont des allures similaires. Pour ajuster  $f$ , les valeurs de  $w$  déduites de l'analyse d'image sont de l'ordre de 0,04 mm c'est à dire proches de  $r_m$ ; pour ajuster  $\tau_1$  les valeurs de  $r_1$  sont de l'ordre de 0,2 mm.

Les valeurs de tortuosité sont faciles à ajuster mais ne semblent pas avoir de sens physique puisqu'on trouve des valeurs très fortes. Le facteur  $f$  est un paramètre qui permet d'interpréter la connectivité entre les pores. Il varie directement en fonction de la taille et du nombre de pores. Quand la pression de chargement augmente, le nombre total de pores diminue (chapitre 7) et leurs dimensions caractéristiques diminuent aussi.



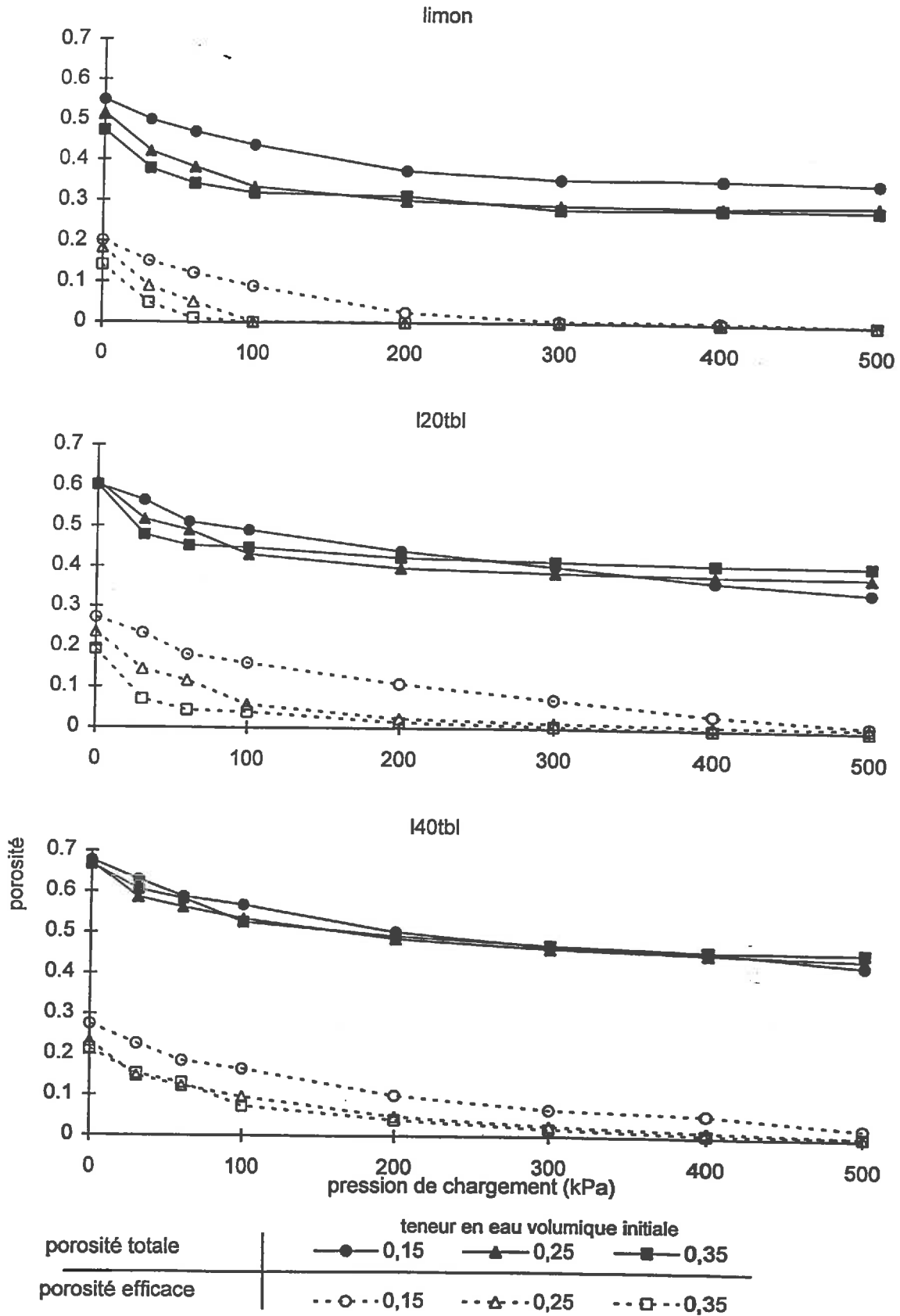


Figure 10.7 : Porosité totale et porosité efficace pour le limon, I20tbl et I40tbl en fonction de la pression de chargement et pour différentes teneurs en eau volumiques initiales.

A partir de l'évolution de  $f$  en fonction de la pression de chargement, il est possible de déterminer la proportion de la porosité totale ou porosité efficace qui participe réellement à la circulation de l'eau.

#### 10.3.2.4 Porosité efficace pour la perméabilité

D'après l'équation 10.27 du modèle de fissure, le facteur de connexion  $f$  est de la forme  $\left[ \frac{\pi \bar{c}}{8 \bar{w}} \phi - P_c \right]^2$ . La percolation se produit si  $\left[ \frac{\pi \bar{c}}{8 \bar{w}} \phi > P_c \right]$  donc si la valeur de la porosité totale  $\phi$  est supérieure à la porosité au seuil de percolation  $\phi_c$   $\left[ \phi_c = P_c \times \frac{8 \bar{w}}{\pi \bar{c}} \right]$ . La porosité efficace  $\phi_{eff}$  qui participe à la circulation de l'eau dans l'échantillon est calculée de la manière suivante :  $\phi_{eff} = \phi - \phi_c$ .

La figure 10.7 représente la porosité totale et la porosité efficace pour chaque échantillon en fonction de la pression de chargement appliquée et pour différentes teneurs en eau volumiques initiales. Pour les échantillons non compressés, seulement 40% de la porosité totale participe à la circulation de l'eau dans l'échantillon. La porosité efficace diminue avec la pression de chargement appliquée. La rapidité de diminution est fonction du matériau étudié et de la teneur en eau volumique initiale.

Les échantillons I40tbl ont la meilleure porosité efficace ce qui confirme les meilleurs résultats de perméabilité que nous avons obtenus pour ces échantillons. Pour le limon, la porosité efficace diminue rapidement puis s'annule à partir de 300 kPa pour une humidité initiale de 0,15 et dès 100 kPa pour des humidités initiales de 0,25 et 0,35. Ces résultats montrent que les flux d'eau utilisent des chemins de circulation qui représentent une faible proportion de la porosité totale pour des pressions de chargement supérieures à 100 kPa pour le limon et 200 ou 300 kPa pour les mélanges.

On peut déterminer une valeur seuil de la porosité efficace à partir de laquelle la circulation de l'eau dans l'échantillon est fortement diminuée. Dans le chapitre 5, les mesures de perméabilité (figure 5.2) présentent un seuil pour une valeur de  $10^{-6} \text{ mm}^2$ . Au seuil de perméabilité ainsi déterminé, la porosité efficace correspondante est ajustée avec le modèle de fissures (tableau 10.6).

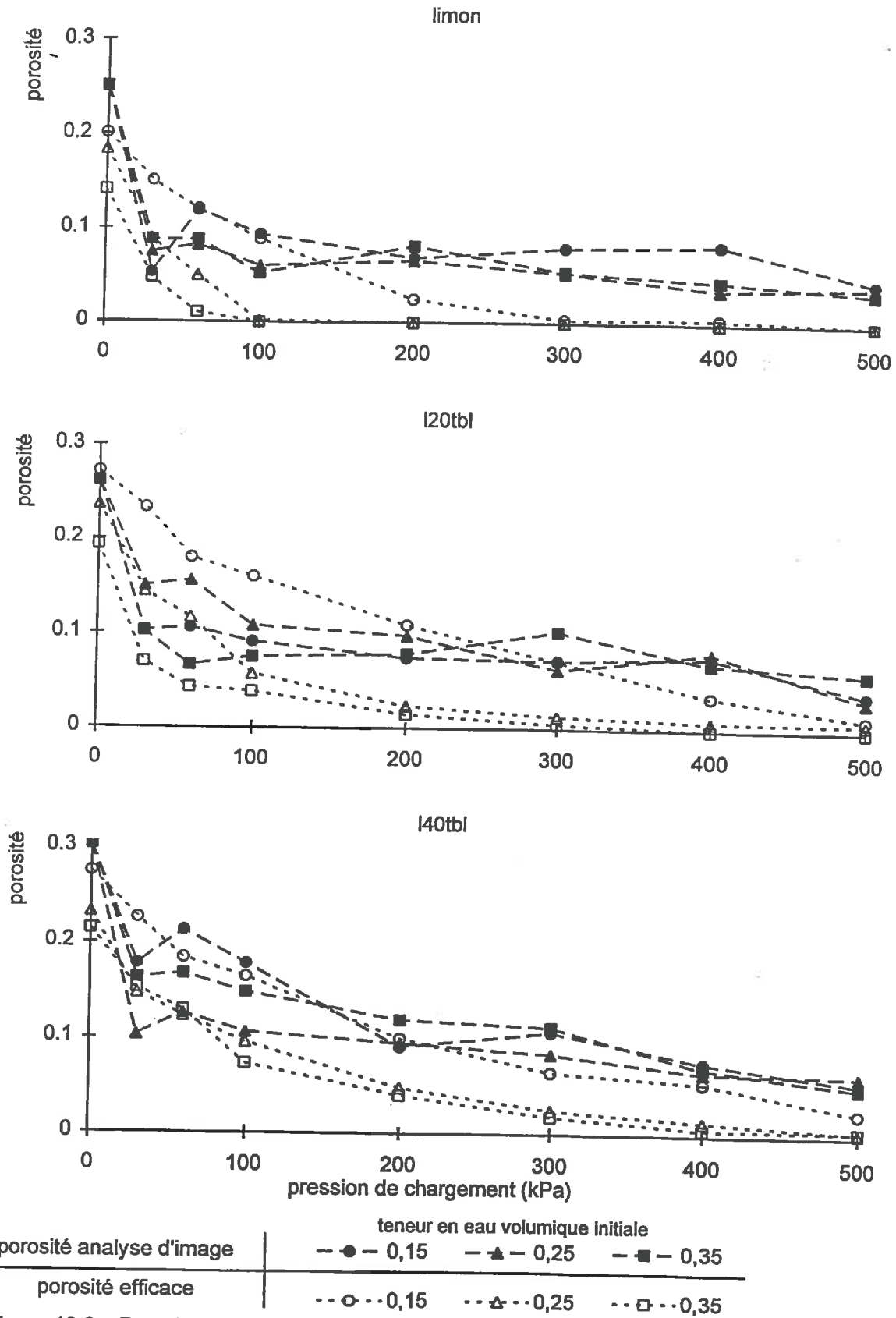


Figure 10.8 : Porosité analyse d'image et porosité efficace pour le limon, I20tbl et I40tbl en fonction de la pression de chargement et pour différentes teneurs en eau volumiques initiales.

Tableau 10.6 : Valeur de la porosité efficace ajustée à partir du seuil de perméabilité.

humidité initiale	0,15	0,25	0,35
limon	0,122	0,144	0,110
I20tbl	0,135	0,132	0,122
I40tbl	0,147	0,132	0,127

Pour des valeurs de porosité efficace inférieures ou égales à 0,13 pour les mélanges et 0,11 pour le limon, la perméabilité du milieu chute rapidement. Pour le limon, seul les échantillons non compressés ont une porosité efficace supérieure à 0,11. Pour les mélanges I40tbl, tous les échantillons compressés à moins de 100 kPa ont une porosité efficace supérieure à 0,13 et présentent une forte perméabilité.

On peut comparer les valeurs de porosité obtenues par analyse d'image et la porosité efficace des échantillons (figure 10.8). Pour les échantillons non compressés ou compressés à 30 kPa, les valeurs de porosité déduites de l'analyse d'image et de porosité efficace sont très proches (sauf pour les échantillons à 0,15). A partir de 100 kPa de pression, la porosité obtenue par analyse d'image diminue moins vite alors que la porosité efficace continue à décroître fortement. Donc, les connexions entre les pores se ferment et les chemins de circulation de l'eau se modifient. Les amas percolants deviennent disjoints les uns des autres.

#### **10.4 CONCLUSION**

L'approche statistique de la perméabilité dans les roches par le modèle de fissure de Guéguen et Dienes (1989), couplée avec les résultats d'analyse d'image a permis de retrouver les résultats de perméabilité mesurés sur les échantillons. La description qualitative et quantitative de la géométrie des pores dans un plan par l'analyse d'image a pu être extrapolée dans un milieu à trois dimensions. Par analyse d'image, nous avons pu mettre en évidence un indice de connexion entre les pores. La comparaison de la porosité efficace et de la porosité analyse d'image montre l'existence d'un effet de fermeture des liaisons entre les pores allongés.

## **CONCLUSION GENERALE**

## CONCLUSION GENERALE

La reconstitution de sol est une pratique de plus en plus courante pour les aménagements paysagers en zone urbaine et périurbaine. Contrairement aux sols agricoles, les données sur les propriétés physiques et mécaniques de ces nouveaux milieux sont peu nombreuses. Les sols reconstitués sont obtenus empiriquement par des mélanges de terre agricole avec des matières organiques ou minérales. En conditions urbaines, le sol subit des chargements répétés dus aux conditions de mise en place, aux passages des piétons et des véhicules d'entretien.

Notre travail avait pour objectif :

- d'interpréter les phénomènes de déformations des mélanges soumis à des essais sous chargements répétés statiques, sous chargement dynamique ou soumis à des essais oedométriques,

- de rechercher l'influence de la teneur en matière organique, de la teneur en eau volumique initiale et de l'intensité de la pression de chargement sur le comportement mécanique des mélanges,

- d'étudier les propriétés hydrostatiques et hydrodynamiques du matériau terreux et des mélanges après compression,

- de comprendre l'organisation et le fonctionnement des mélanges sollicités mécaniquement, à partir de la description morphologique de l'espace poral par analyse d'image.

Nous avons mélangé un limon argileux du bassin parisien avec 20 et 40% en volume de tourbe blonde fibreuse d'origine balte. Les agrégats sont inférieurs ou égaux à 15 mm. Une cellule spéciale (hauteur initiale 190 mm et diamètre 190 mm) a été mise au point pour compresser les échantillons avec une machine universelle d'essai. Les mélanges humidifiés à différents teneurs en eau volumiques initiales ont subi un chargement uniaxial (30, 60, 100, 200, 300, 400, 500 kPa):

- constant, de brève durée (3 secondes) et répétés 100 fois,
- croissant, de longue durée (24 heures) et avec des périodes de relâchement de 48 heures.

Les compressions à chargements répétés permettent de mesurer pour chaque échantillon les déformations réversibles et irréversibles. Les propriétés élasto-plastiques des

produits purs ou en mélange ont été mises en évidence. Des valeurs limites finies de la déformation réversible et de la déformation irréversible sont ajustées par modélisation pour un nombre de cycles infini. Au bout de 100 cycles de chargement, la déformation observée sur le limon a atteint 80% de la valeur limite à l'infini et plus de 90% pour les mélanges et la tourbe blonde seule. Le nombre de 100 cycles a été retenu comme suffisant pour prédire le comportement à long terme des mélanges.

Deux fractions de l'échantillon compressé nous ont permis de caractériser la porosité des mélanges limon-tourbe et de décrire la morphologie de l'espace poral quantitativement et qualitativement. Ces observations associées à l'étude du comportement élasto-plastique ont permis de distinguer:

### *1 l'influence de l'intensité de la contrainte mécanique appliquée*

- Le tassement des échantillons augmente avec l'intensité de la pression de chargement pour les essais sous chargements répétés et sous chargements constants. Ces deux chemins de contraintes ont permis d'obtenir des résultats similaires de tassement des échantillons tant que l'on n'était pas en conditions saturées. Le calcul des indices de compression et de gonflement montre que la réorganisation du limon est très importante à partir de 100 kPa. L'introduction de tourbe blonde repousse cette limite à 200 kPa pour les mélanges à 20% de tourbe et à 300 kPa pour les mélanges à 40% de tourbe.

- Des courbes de rétention en eau ont permis de caractériser la porosité des mélanges limon-tourbe. Une première approche de la partition macroporosité-microporosité a été réalisée au seuil de -10 kPa de succion, valeur classiquement retenue pour les sols (Chen et al, 1993). Après compression, les échantillons subissent tous une diminution de leur macroporosité qui est d'autant plus forte que la teneur en tourbe est plus grande et que l'intensité de la pression de chargement est plus élevée. Parallèlement à la perte de macroporosité (pour une valeur seuil de potentiel hydrique -10 kPa), on observe un gain de microporosité qui pour la tourbe blonde seule compense la perte de macroporosité.

### *2 l'influence de la teneur tourbe blonde*

- Quelles que soient les conditions expérimentales, l'indice de vide du limon est nettement inférieur à celui des mélanges. La tourbe blonde seule a toujours le plus fort indice de vide final et son introduction dans le limon favorise le gain d'indice de vide des mélanges. Toutefois aux faibles teneurs en eau et aux fortes pressions, seule l'introduction de 40% de tourbe blonde a un effet améliorateur sur l'indice de vide (plus de 50% par

rapport au limon). Quand l'humidité initiale augmente (0,25, 0,35, 0,45), et toujours aux fortes pressions, l'apport de 20% et 40% de tourbe au limon augmente l'indice de vide, respectivement de plus de 50% et 110%.

- Corrélativement à l'augmentation de l'indice de vide, l'ajout de tourbe blonde augmente l'indice de compression des mélanges. En effet, la tourbe blonde en mélange accroît l'espace poral donc la sensibilité à la compression du mélange. Nous avons déterminé le relâchement, le module oedométrique et l'indice de gonflement pour l'essai sous chargements répétés et l'indice de gonflement de l'essai sous chargement constant. Ils montrent que la tourbe blonde est un matériau très déformable mais qui est capable de retourner à l'état initial pour des pressions de chargement inférieures à 200 kPa. L'ajout de 40% tourbe blonde multiplie par 7 à 15 (en fonction de l'humidité initiale) la valeur de l'indice de gonflement du mélange compressé à 100 kPa par rapport au limon seul.

- La description morphologique de l'espace poral par analyse d'image permet de qualifier l'effet de la tourbe blonde sur l'organisation des mélanges. Deux images ont été saisies sur la face verticale des échantillons à deux grossissements différents (faible grossissement: 1 pixel = 80 microns et fort grossissement: 1 pixel = 20 microns). Elles ont permis d'observer la macroporosité (section supérieure à  $10^{-3} \text{ mm}^2$ ) et de définir 15 classes de porosité surfacique (de 0.001 à  $20.64 \text{ mm}^2$ ). Dans chaque classe, les pores ont été comptés et séparés en trois groupes de pores: les pores arrondis, les pores allongés et les pores interconnectés. Pour les échantillons non compressés, la tourbe augmente la proportion de pores allongés et de pores interconnectés tandis que la porosité surfacique des pores ronds reste constante.

Les classes de pores les plus fins (de 0,001 à  $0,020 \text{ mm}^2$ ) sont uniquement des pores arrondis. La porosité surfacique d'une même classe de pores fins ne diminue pas ou ne diminue que peu avec l'augmentation de la pression de chargement et semble indépendante de la teneur en eau volumique initiale et du type de matériau. Les classes de pores les plus gros (de 5 à  $20 \text{ mm}^2$ ) de section sont constituées de pores allongés et de pores interconnectés qui disparaissent après une compression de 200 kPa. L'introduction de tourbe blonde modifie surtout l'organisation des classes de pores de taille moyenne (de  $0,040$  à  $2,5 \text{ mm}^2$ ) en maintenant des pores allongés et des pores interconnectés même après une compression de 500 kPa. Ces pores ont alors disparu dans le limon. Une observation plus détaillée des classes de surface moyenne montre que les mélanges présentent une classe prépondérante. Pour les échantillons à 20% et 40%, le maximum de densité de pores correspond à la classe  $0,16 \text{ mm}^2$ . Ce maximum diminue avec l'intensité de la pression de chargement mais reste visible surtout pour les échantillons de teneur en eau



volumique initiale moyenne (de 0,15 à 0,35). Ce pic de maximum de densité de pores n'a pas été mis en évidence pour le limon.

### *3 l'influence de la teneur en eau volumique initiale*

- La teneur en eau initiale intervient sur la répartition des produits dans le mélange. Un modèle de mélange nous a permis de proposer des hypothèses de doubles interactions entre les composants en fonction de leur état d'humidité initiale.

Pour les mélanges réalisés à sec, la tourbe se loge entre les agrégats de limon et peut avoir un effet négatif sur l'indice de vide pour les faibles taux de tourbe (inférieur ou égal à 20% en volume). Dès 0,15 d'humidité initiale, les fibres de la tourbe se gonflent d'eau et ne peuvent plus occuper une partie des vides générés par l'organisation du limon. Une partie de la porosité de la tourbe est occupée par les particules de limon qui sont enrobées par la tourbe. A partir de 0,35 d'humidité initiale, l'interaction diminue et le mélange obtenu présente des propriétés additives qui se conservent au cours de la compression.

Les interactions mises en jeu pour une humidité donnée sont conservées lorsque le chargement augmente.

- Le niveau de saturation en eau d'un milieu a une grande importance sur sa susceptibilité au tassement. Pour tous les milieux observés, la compression est importante si le taux de saturation initial est supérieur à 0,5 et l'indice de vide initial supérieur à 0,9. Quand le chargement augmente, l'indice de vide de l'échantillon diminue et une augmentation de la teneur en eau volumique initiale accroît le tassement.

Les échantillons à faible teneur en eau volumique initiale ont un squelette qui se déforme rapidement. Les fibres de tourbe ne sont pas capables de résister à la compression et se tordent avec le limon lors de la réorganisation. Les hydrocystes des feuilles de tourbe sont vides pour des potentiels de l'eau inférieurs à -100 kPa et s'altèrent sous l'effet de la compression. Pour les échantillons à 0,25, l'eau initiale joue un rôle de lubrifiant dans le réarrangement des particules. La forme des agrégats se modifie et leur disposition change durant les premiers cycles. L'espace poral diminue et l'eau qui n'a pas la capacité de s'écouler librement remplit progressivement la porosité. Les échantillons préparés avec des fortes teneurs en eau initiales (0,35 et 0,45) seaturent en cours de compression. La saturation de ces matériaux limite la compressibilité qui était très forte pour un état non saturé. A partir de 100 kPa, l'intensité de la contrainte n'intervient plus dans le réarrangement de l'échantillon saturé et les valeurs d'indice de vide sont identiques pour un même matériau.

Nous avons tenté d'appréhender le fonctionnement des mélanges limon-tourbe compressés à partir de leur comportement élasto-plastique et de l'organisation de leur espace poral. Nous avons réalisé une approche:

### *1- du fonctionnement hydrostatique*

Afin d'interpréter les propriétés hydrostatiques des mélanges, nous avons utilisé l'approche semi-empirique de van Genuchten (1980). Le bon ajustement du modèle avec les mesures a permis une approche bimodale de la porosité de tous les échantillons. Pour le limon seul, cette séparation a permis de retrouver le seuil habituel de -10 kPa entre macroporosité et microporosité. Par contre pour les mélanges, la limite obtenue est toujours supérieure (-1 kPa). Ceci peut être expliqué par la superposition de la porosité unimodale de la tourbe blonde à la porosité bimodale du limon dans les mélanges. Ce phénomène permet d'expliquer l'augmentation du seuil de séparation entre la microporosité et la macroporosité pour les mélanges.

La comparaison des distributions de pores obtenues par l'analyse d'image et à partir du modèle de van Genuchten a donné de bonnes corrélations. Les résultats montrent la bonne adéquation entre les courbes de rétention en eau modélisées avec l'équation de van Genuchten et les courbes reconstruites à partir des différentes classes de pores identifiées par l'analyse d'image. Les observations de porosité 2D des faces verticales (analyse d'image) des échantillons semblent suffisamment précises pour reconstruire un espace poral 3D (courbes de rétention en eau).

### *2- du fonctionnement hydrodynamique*

En fin de compression, nous avons réalisé une mesure de conductivité hydraulique en conditions saturées sur les échantillons. Le concept de percolation associé à une approche statistique de la porosité (répartition et morphologie) a été utilisé pour modéliser le fonctionnement hydrodynamique des mélanges. Gueguen et Dienes (1989) proposent un modèle de distribution de pores en forme de tubes ou de fissures, de dimensions finies et plus ou moins connectés. Les variables introduites ont été la porosité qui permettait le calcul de la densité de pores et les données de l'analyse d'image avec des paramètres morphologiques relativement constants quels que soient les matériaux. L'ajustement du modèle aux valeurs de conductivité observées a permis de retrouver des valeurs du seuil de percolation  $p_c$  voisines de celles obtenues avec un réseau de Bethe (approche habituelle des phénomènes de percolation). C'est le modèle avec fissures qui donne les meilleurs résultats et on peut penser que les pores arrondis des échantillons ont une forme qui s'apparente

plutôt à des petites lentilles qu'à des sections de pores tubulaires. Ce sont des petites fissures indépendantes les unes des autres vues de face, aplaties aux extrémités ou des sections de fissures plus grosses ou de pores interconnectés. Les pores interconnectés seraient un assemblage de fissures dont l'association présente une forme difficile à étudier. Les pores des échantillons sont en fait des fissures de différentes tailles. Lors de la compression les fissures disparaissent par ordre de taille décroissante.

Lors de l'augmentation de la compression, on observe finalement plus une diminution de la densité de pores (particulièrement ceux des classes de surface 0.04 à 20 mm<sup>2</sup>) qu'une modification de leurs dimensions. Lorsque la densité de pores diminue, la connectivité diminue et le milieu devient de moins en moins perméable. Le seuil de percolation  $p_c$  ajusté a permis de calculer un facteur de connexion  $f$  pour chaque échantillon et de déterminer une porosité efficace qui participe réellement à la circulation de l'eau dans l'échantillon. La porosité efficace présente une valeur seuil - de 0,11 pour le limon et 0,13 pour les mélanges - en dessous de laquelle la perméabilité chute très rapidement. Les échantillons de limon non compressés et des mélanges à 40% compressés à moins de 100 kPa ont une porosité efficace supérieure à cette valeur seuil et présentent une forte perméabilité.

La différence de fonctionnement hydrodynamique entre les mélanges et le limon dépend du nombre de pores et non de la forme et de la taille des pores. La comparaison de la porosité efficace et de la porosité obtenue par analyse d'image montre l'existence d'un effet de fermeture des liaisons entre les pores allongés. Les amas percolants deviennent disjoints les uns des autres et ce d'autant plus rapidement que le nombre de pores par unité de surface est initialement plus faible.

Les différentes mesures de porosité en fin de compression, de macroporosité observée par analyse d'image et sur les courbes de rétention en eau ont été obtenues sur des échantillons de taille différente. Nous avons montré qu'elles sont correctement corrélées. Les comparaisons des mesures physiques (conductivité, porosité, géométrie des pores) des différents échantillons ont permis de qualifier et quantifier l'organisation et le comportement des matériaux compressés.

D'un point de vue pratique, les résultats obtenus sont des éléments importants pour la rédaction du Cahier des Clauses Techniques Particulières (CCTP) des travaux d'aménagement paysager. En effet, seuls les paramètres physiques granulométriques de la

terre végétale sont actuellement pris en compte dans le CCTP. Nous proposons d'introduire dans la rédaction du CCTP dans la partie concernant la terre végétale des critères de choix tels que:

- l'humidité initiale du matériau terreux,
- la porosité initiale,
- la conductivité hydraulique en saturée,
- le taux de matière organique.

Concrètement, pour la réalisation des mélanges en aménagements urbains, on peut proposer que:

- l'introduction de tourbe blonde aura un effet améliorateur pour une humidité initiale de 0,15 des produits au moment du mélange et de la mise en place; celle-ci doit se réaliser avec le plus de précautions possibles afin de diminuer les pressions de chargement appliquées aux mélanges; le choix de l'engin de mise en place est très important.

- la quantité de tourbe à introduire peut dépendre du type de réalisation envisagée : grande quantité de matière organique pour les milieux fortement sollicités, quantité plus faible en milieux protégés des agressions mécaniques. La tourbe dans tous les cas améliore les propriétés de rétention en eau du mélange;

- la pérennité de l'effet améliorateur de la tourbe doit être étudiée puisque la tourbe est un matériau qui se décompose dans le temps.

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ANANDARAJAH A., KUGANENTHIRA N. ; 1995.- Some aspects of fabric anisotropy of soil. *Géotechnique*, **45** (1), 69-81.
- ANKENY M.D., KASPAR T.C., HORTON R. ; 1990.- Characterization of tillage and traffic effects on unconfined infiltration measurements. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, **54**, 837-840.
- ASADY G.H., SMUCKER A.J.M. ; 1989.- Compaction and root modifications of soil aeration. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, **53**, 251-254.
- AYERS P.D., Van RIPER J. ; 1991.- Stress distribution under a uniformly loaded rectangular area in agricultural soils. *TRANSACTIONS of the ASAE*, **34** (3), 706-710.
- BAILEY A.C., JOHNSON C.E., SCHAFFER R.L. ; 1986.- A model for agricultural soil compaction. *J. agric. Engng Res.*, **33**, 257-262.
- BAIZE D. ; 1988.- Guide des analyses courantes en pédologie. INRA Ed.
- BAIZE D., GIRARD M.C. ; 1995.- *Référentiel pédologique*. INRA Ed., 332 p.
- BAIZE D., ROSSIGNOL J.P. ; 1995.- Antroposols. In Baize D. et Girard M.C. (ed). *Référentiel pédologique*. INRA Ed., 332 p.
- BAKER S.W., RICHARDS C.W. ; 1993.- Soil physical properties of soccer pitches: relationships between laboratory and field measurements. *International Turfgrass Society Research Journal 7*. R.N. Carrow, N.E. Christians, R.C. Shearman (Eds.). Intertec Publishing Corp. Overland Park, Kansas.
- BAUDER J.W., BROCK T.A. ; 1992.- Crop species, amendment, and water quality effects on selected soil physical properties. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, **56**, 1292-1298.
- BEAUDET L. ; 1991.- *Etude des propriétés physiques et de l'organisation de mélanges limon-tourbes*. D.E.A. de pédologie, Université Nancy I, 55p.
- BENARD Y. ; 1995.- *Les techniques de fabrication des lames minces de sol*. Rapport interne INRA, Unité de Science du sol et de Bioclimatologie Rennes, 10p.
- BENJAMIN J.G., CRUSE R.M. ; 1985.- Measurement of shear strength and bulk density of soil aggregates. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, **49**, 1248-1251.
- BERKOWITZ B., BALBERG I., 1993.- Percolation theory and its application to groundwater hydrology. *Water Resources Research*, **29** (4), 775-794.
- BEYER L., BLUME H.P., ELSNER D.C., WILLNOW A. ; 1995.- Soil organic matter composition and microbial activity in urban soils. *The Science of the Total Environment*, **168**, 267-278.
- BINGNER R.L., WELLS L.G. ; 1992a.- Compact - A reclamation soil compaction model part I. Model development. *TRANSACTIONS of the ASAE*, **35** (2), 405-413.
- BINGNER R.L., WELLS L.G. ; 1992b.- Compact - A reclamation soil compaction model part II. Sensitivity analysis and applications. *TRANSACTIONS of the ASAE*, **35** (2), 415-422.
- BLACKWELL P.S., GREEN T.W., MASON W.K. ; 1990.- Responses of biopore channels from roots to compression by vertical stresses. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, **54**, 1088-1091.

- BLAKE G.R., HARTGE K.H. ; 1986.- Particle density. *In : Methods of soil analysis, Part 1. Physical and mineralogical methods*, Second Edition. Klute Ed., ASA AND SSSA, Madison, 381-382.
- BONDAREV A.G. ; 1990.- Problem of soil compaction by agricultural machines and ways of resolving it. *Soviet Soil Science*, 23 (4), 115-121.
- BROOKS R.H., COREY A.T. ; 1964.- Hydraulics properties of porous media. *Hydrology paper n°3*, Colorado State Univ., 27p.
- BRUAND A. ; 1986.- Contribution à l'étude de la dynamique de l'espace poral. Utilisation des courbes de retrait et des courbes de rétention d'eau. *Science du sol*, 24 (4), 351-362.
- BRUAND A., COUSIN I. ; 1995.- Variation of textural porosity of a clay-loam soil during compaction. *European Journal of Soil Science*, 46, 377-385.
- BULLOCK P., GREGORY P.J. ; 1991.- Soils: a neglected resource in urban areas. *In: P. Bullock et P.J. Gregory eds. Soils in the urban environment*, Blackwell scientific publications, Oxford, 76-86.
- CAQUOT A., KERISEL J. ; 1966.- *Traité de mécanique des sols*. Gauthier-Villards, Paris, 506 p.
- CHEN C., THOMAS D.M., GREEN R.E., WAGENET R.J. ; 1993.- Two-domain estimation of hydraulic properties in macropore soils. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 57, 680-686.
- CHIANG S.C., RADCLIFFE D.E., MILLER W.P. ; 1993.- Hydraulic properties of surface seals in Georgia soils. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 57, 1418-1426.
- COSTER M., SHERMAN J.C. ; 1989.- *Précis d'analyse d'images*. Les presses du CNRS, Paris.
- COSTET J., SANGLERAT G. ; 1981.- *Cours pratique de mécanique des sols : tome 1*. Ed. Dunod, Paris, 283p.
- COULOMB I., CANEILL J., MANICHON H. ; 1993.- Comportement du sol au labour: évolution de l'état structural au cours du labour. *Agronomie*, 13, 457-465.
- COULON E. ; 1988.- *Conséquences du tassement sur l'organisation de l'espace poral des sols sableux. Contribution à la connaissance des mécanismes de compactage*. Thèse Doct. Univ. Orléans, 242 p.
- COUSIN I. ; 1996.- *Reconstruction 3D par coupes sériées et transport de gaz dans un milieu poreux. Application à l'étude d'un sol argilo-limoneux*. Thèse Doct. Univ. Orléans, 254p.
- CPCS ; 1967.- *Classification des sols*. Commission de Pédologie et de Cartographie des sols. Multicopie, 96p.
- CULLEY J.L.B., LARSON W.E., RANDALL G.W. ; 1987.- Physical properties of a Typic Haplaquoll under conventional and no-tillage. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 51, 1587-1593.
- CRAUL P. ; 1992.- *Urban soil in landscape design*. John Wiley & Sons, INC, New York, 396p.
- CRAUL P. ; 1994.- Soil compaction on heavily used sites. *Journal of Arboriculture*, 20(2), 69-74.
- CURMI P. ; 1987.- Comportement physique intrinsèque de mottes à macroporosité différente. *In: MONNIER G. and GOSS M.J. (eds), Soil compaction and regeneration. Proceedings of the Workshop on Soil Compaction: Consequences and Structural Regeneration Processes / Avignon 17-18 September 1985. A.A.BALKEMA/ROTTERDAM/BROOKFIELD/ 1987. 53-59.*

- DE BOODT M., VERDONCK O., CAPPAERT I. ; 1974.- Method for measuring the water release curve of organic substrates. *Acta Horticulturae*, **37**, 2054-2062.
- DE GENNES P.G. ; 1976.- *The physics of liquid crystals*. Oxford University Press, Oxford, p38.
- DE GENNES P.G., GUYON E. ; 1978.- Lois générales pour l'injection d'un fluide dans un milieu poreux aléatoire. *J. Mécanique*, **77**, 403-432.
- DERDOUR H., ANGERS D.A., LAVERDIERE M.R. ; 1993.-Caractérisation de l'espace poral d'un sol argileux : effets de ses constituants et du travail du sol. *Can. J. Soil Sci.*, **73**, 299-307.
- DEXTER A.R., HORN R., KEMPER W.D. ; 1988.- Two mechanisms for age-hardening of soil. *Journal of Soil Science*, **39**, 163-175.
- DONADIEU P. ; 1996.- Comment évolue le rôle du végétal dans la cité? In: Rivière L.M. ed. *La plante dans la ville, Angers 5-7 novembre 1997*. INRA, Paris, Les colloques 84. 21-27.
- DUNN G.H., PHILLIPS RE ; 1991.- Equivalent diameter of simulated macropore systems during saturated flow. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, **55**, 1244-1248.
- DURNER W. ; 1994.- Hydraulic conductivity estimation for soils with heterogeneous pore structure. *Water Resources Research*, **30** (2), 211-223.
- EKWUE E.I., STONE R.J. ; 1994.- Effect of peat on the compactibility of some Trinidadian soils. *J. agric. Engng res.*, **57**, 129-136.
- FAURE A. ; 1971.- Contribution à l'étude du mécanisme du compactage des sols. *Agronomie*, **22** (5), 487-513.
- FIES J.C., HENIN S., MONNIER G. ; 1972.- Etude de quelques lois régissant la porosité de matériaux meubles. *Ann. agron.*, **23** (6), 621-654.
- FIES J.C., ZIMMER D. ; 1982.- Etude expérimentale de modifications de l'assemblage textural d'un matériau sablo-argileux sous l'effet de pressions. *Bulletin du G.F.H.N.*, **12**, 39-54.
- FRADIN V. ; 1997.- *Les anthroposols reconstitués des espaces verts de la Cité Internationale de Lyon: études des propriétés physiques et de leurs corrélations*. Mémoire de fin d'étude ENITHP Angers, 60p.
- GIBAS D.M., BAILEY A.C., RAPER R.L., JOHNSON C.E. ; 1991.- Cubical pneumatic cushion triaxial soil test unit. *International Winter Meeting of The American Society of Agricultural Engineers, Chicago, Illinois, December 17-20*, 22p.
- GIMENEZ D., ALLMARAS R.R., HUGGINS D.R., NATER E.A. ; 1997.- Prediction of the saturated hydraulic conductivity-porosity dependence using fractals. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, **61**, 1285-1292.
- GRAS R. ; 1988.- *Physique du sol pour l'aménagement*. Masson, Paris, 487p.
- GRIFFITHS F.J., JOSHI R.C. ; 1990.- Clay fabric response to consolidation. *Applied Clay Science*, **5**, 37-66.
- GUEGUEN Y., DIENES J. ; 1989.- Transport properties of rocks from statistics and percolation. *Mathematical Geology*, **21** (1), 1-13.



- GUEGUEN Y., PALCIAUSKAS V. ; 1992.- *Introduction à la physique des roches*. Hermann, éditeurs des sciences et des arts. Paris, 299p..
- GUERIF J. ; 1979.- Rôle de la matière organique sur le comportement d'un sol au compactage. II.- Matières organiques libres et liées. *Ann. agron.*, **30 (6)**, 469-480.
- GUERIF J. ; 1982.- Comportement au compactage d'un massif d'agrégats: effet de la pression et de la teneur en eau. *Agronomie*, **2 (3)**, 287-294.
- GUERIF J. ; 1988a.- Mécanismes du compactage. *C.R. Acad. Agric. Fr.*, **74 (1)**, 9-28.
- GUERIF J. ; 1988b.- Détermination de la résistance en traction des agrégats terreux : revue bibliographique et mise au point technique. *Agronomie*, **8 (4)**, 281-288.
- GUERIF J. ; 1988c.- Résistance en traction des agrégats terreux : influence de la texture, de la matière organique et de la teneur en eau. *Agronomie*, **8 (5)**, 379-386.
- GUERIF J., FAURE A. ; 1979.- Rôle de la matière organique sur le comportement des sols au compactage. I.- Etude statistique. *Ann. agron.*, **30 (5)**, 387-399.
- GUYON E., ROUX S. ; 1987.- Les matériaux hétérogènes. *La Recherche*, **18**, 1050-1058.
- HADAS A. ; 1990.- Directional strength in aggregates as affected by aggregate volume and by a wet/dry cycle. *Journal of Soil Science*, **41**, 85-93.
- HALLAIRE V., COINTEPAS J.P. ; 1993.- Caractérisation de la macroporosité d'un sol de verger par analyse d'image. *Agronomie*, **13**, 155-164.
- HALLAIRE V., CURMI P., 1994.- Image analysis of pore space morphology in soil sections, in relation to water movement. In: A.J. Ringrose-Voase and G.S. Humphreys (Editors), *Soil Micromorphology: Studies in management and Genesis. Proc. IX Int. Working Meeting on Soil Micromorphology, Townsville, Australia, July 1992*. Developments in Soil Science **22**, Elsevier, Amsterdam, 559-567.
- HAMLETT J.M., MELVIN S.W., HORTON R. ; 1990.- Traffic and soil amendment effects on infiltration and compaction. *TRANSACTIONS of the ASAE*, **33 (3)**, 821-826.
- HILL R.L., 1990.- Long-term conventional and no-tillage effects on selected soil physical properties. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, **54**, 161-166.
- HILL R.L., MEZA-MONTALVO M. ; 1990.- Long-term wheel traffic effects on soil physical properties under different tillage systems. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, **54**, 865-870.
- HORN R. ; 1989.- Strength of structured soils due to loading - A review of processes on macro- and microscale ; European aspects. In : W.E. LARSON et al (eds). *Mechanics and related processes in structured agricultural soil. NATO ASI Series. Serie E, Applied sciences*, **172**, 9-22.
- HORNYCH P., CORTE J.-F., PAUTE J.-L. ; 1993.- Etude des déformations permanentes sous chargements répétés de trois graves non traitées. *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, **184**, 45-55.
- HOLLIS J.M. ; 1991.- The classification of soils in urban areas. In: P. Bullock et P.J. Gregory eds. *Soils in the urban environment*, Blackwell scientific publications, Oxford, 5-27

- JAMAGNE M. ; 1995.- Luvisols. In Baize D. et Girard M.C. (ed) *Référentiel pédologique*. INRA Ed., 332 p.
- JOHNSON B.S., ERICKSON A.E., VOORHEES W.B. ; 1989.- Physical conditions of a lake plain soil as affected by deep tillage and wheel traffic. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, **53**, 1545-1551.
- JORGE J.A., MANSELL R.S., RHOADS F.M., BLOOM S.A., HAMMOND L.C. ; 1992.- Compaction of a fallow sandy loam soil by tractor tires. *Soil Science*, **153** (4), 322-330.
- KIRBY J.M. ; 1991.- Strength and deformation of agricultural soil: measurement and practical significance. *Soil Use and Management*, **7** (4), 223-229.
- KIRBY J.M. ; 1994.- Simulating soil deformation using a critical-state model : I. Laboratory tests. *European Journal of Soil Science*, **45**, 239-248.
- KIRBY J.M., BLUNDEN B.G. ; 1991.- Interaction of soil deformations, structure and permeability. *Aust. J. Soil Res.*, **29**, 891-904.
- KLUTE A., DIRKSEN C. ; 1986.- Hydraulic conductivity and diffusivity : laboratory methods. *Methods of soil Analysis, Part 1. Physical and mineralogical methods, Second Edition*. Klute Ed., ASA and SSSA, Madison, 687-734.
- KOOLEN A.J. ; 1987.- Deformation and compaction of elemental soil volumes and effects on mechanical soil properties. *Soil & Tillage Research*, **10**, 5-19.
- KOOLEN A.J., KUIPERS H. ; 1989.- Soil deformation under compressive forces. In : W.E. LARSON et al (eds). *Mechanics and related processes in structured agricultural soil. NATO ASI Series. Serie E, Applied sciences*, **172**, 37-52.
- KUZNETSOVA I.V., DANILOVA V.I. ; 1988.- Loosening of soils by swelling and shrinkage. *Soviet Soil Science*, **20** (6), 108-120.
- LARSON W.E., GUPTA S.C. ; 1980.- Estimating critical stress in unsaturated soils from changes in pore water pressure during confined compression. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, **44**, 1127-1132.
- LARSON W.E., GUPTA S.C., USECHE R.A. ; 1980.- Compression of agricultural soils from eight soil orders. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, **44**, 450-457.
- LEBERT M., BURGER N. ; 1989.- Effects of dynamic and static loading on compaction of structured soils. In : W.E. LARSON et al (eds). *Mechanics and related processes in structured agricultural soil. NATO ASI Series. Serie E, Applied sciences*, **172**, 73-80.
- LEMAIRE F., ROSSIGNOL J.P. ; 1997.- Les facteurs de stress liés aux sols urbains. Int. ISHS Symp. La santé de l'arbre urbain, 22-26 sept 1997, Paris. *Acta Horticulturae* (à paraître)
- LE TIRANT P., SARDA J.-P. ; 1965.- Chargements répétés des sols fins compactés et non saturés. *Bul. liaison Labo. P. et Ch.*, **14**, 1-20.
- LOGSDON S.D., ALLMARAS R.R., WU L., SWAN J.B., RANDALL G.W. ; 1990.- Macroporosity and its relation to saturated hydraulic conductivity under different tillage practices. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, **54**, 1096-1101.
- LOWERY B., SCHULER R.T. ; 1991.- Temporal effects of subsoil compaction on soil strength and plant growth. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, **55**, 216-223.

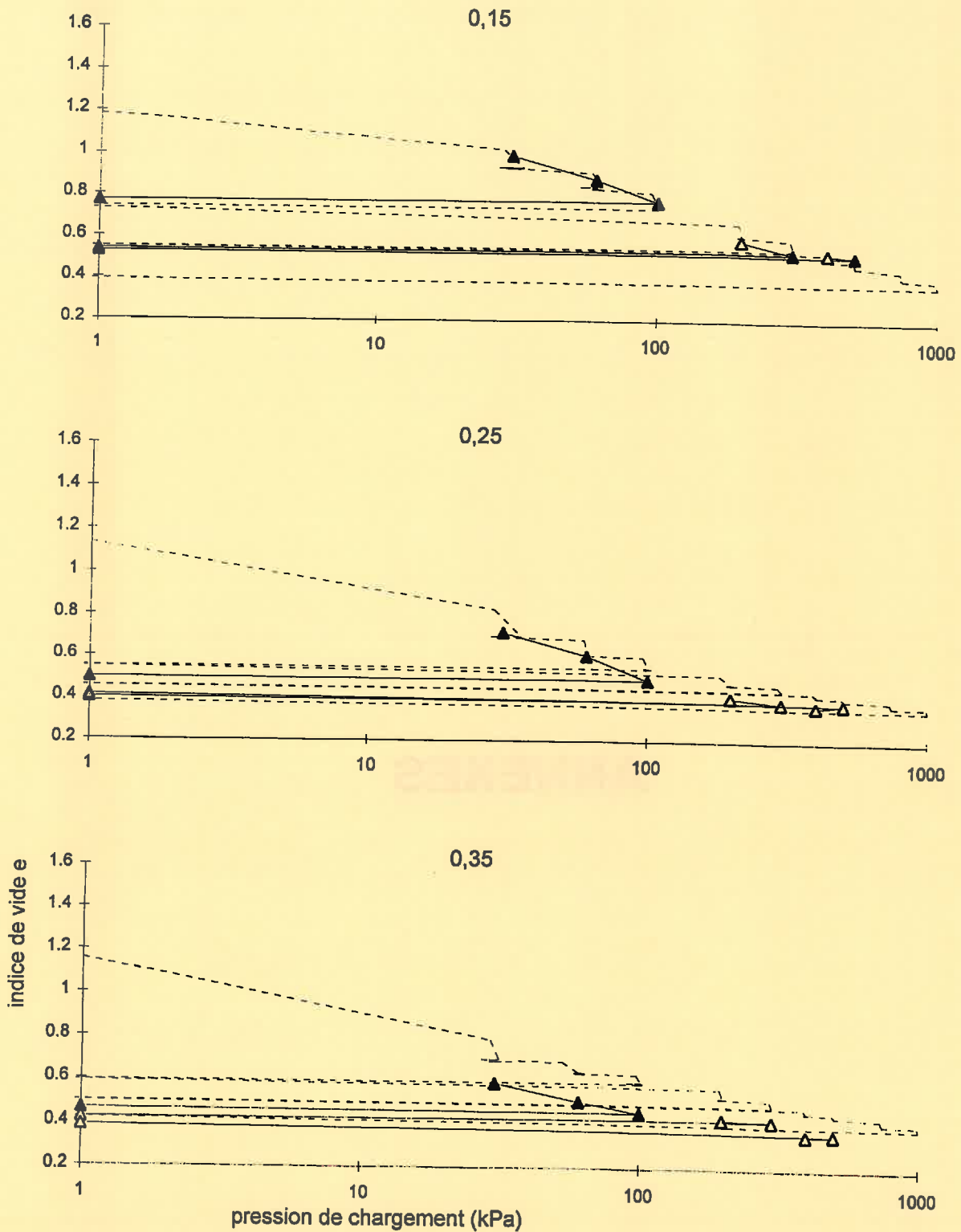
- LUGINBUHL Y. ; 1996.- La plante a-t-elle absorbé la nature urbaine? In: Rivière L.M. ed. *La plante dans la ville, Angers 5-7 novembre 1997*. INRA, Paris, Les colloques 84. 35-43
- MANICHON H. ; 1988.- Compactage, décompactage du sol et systèmes de culture. *C.R. Acad. Agric. Fr.*, 74(1), 43-54.
- MAZIERE J.P., 1969.- *Contribution à l'étude des propriétés physiques et mécaniques de la tourbe*. Thèse université de Grenoble, 220p.
- Mc BRIDE R.A., 1989.- Estimation of density-moisture-stress functions from uniaxial compression of saturated, structured soils. *Soil & Tillage Research*, 13, 383-397.
- MEEK B.D., RECHEL E.R., CARTER L.M., DE TAR W.R. ; 1988.- Soil compaction and its effect on alfalfa in zone production systems. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 52, 232-236.
- MEEK B.D., RECHEL E.R., CARTER L.M., De TAR W.R., URIE A.L. ; 1992.- Infiltration rate of a sandy loam soil: effects of traffic, tillage and plants roots. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 56, 908-913.
- METHODES D'ESSAI LPC, n°13 ; 1985.- *Essais oedométriques*, LCPC, Paris, 84p.
- MIEUSSENS C., MAGNAN J.P., SOYEZ B. ; 1985.- Essais de compressibilité à l'oedomètre. Procédures recommandées par les Laboratoires des Ponts et Chaussées. *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, 139, 5-18.
- MONNIER G., GUERIF J. ; 1980.- *Evaluation des propriétés physiques et mécaniques des tourbes du gisement de Baupré (COFAZ)*. Rapport interne INRA, CRA Montfavet, 10p.
- MONTI P.W., MACKINTOSH E.E. ; 1979.- Effect of camping on surface soil properties in the boreal forest region of northwestern Ontario, Canada. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 43, 1024-1029.
- MORAN C.J., McBRATNEY A.B., KOPPI A.J. ; 1989.- A rapid method for analysis of soil macropore structure. I. Specimen preparation and digital binary image production. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 53, 921-928.
- MOUSSAI B. ; 1993.- *Etude en laboratoire du compactage statique et de la perméabilité des sols fins argileux*. Thèse I.N.S.A. de Lyon, 235 p.
- MOUSSAI B., DIDIER G., ATLAN Y. ; 1993.- Etude d'un appareillage de compactage et de mesure de la perméabilité des sols fins argileux. *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, 188, 15-22.
- MUALEM Y. ; 1976.- A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resources Research*, 12, 513-522.
- MURPHY C.P., BULLOCK P., TURNER R.H. ; 1977.- The measurement and characterisation of voids in soil thin sections by image analysis, Part. I. Principles and techniques. *Journal of Soil Sci.*, 28, 498-508.
- MUSY A., SOUTTER M., 1991.- *Physique du sol*. Presses polytechniques et universitaires romanes. Lausanne. 335p.
- NORME FRANCAISE NF P 94-093 ;1994.- *Sols: reconnaissance et essais. Détermination des caractéristiques de compactage d'un sol. Essai Proctor Normal. Essai Proctor Modifié*. AFNOR, Paris.

- OHU J.O., RAGHAVAN G.S.V., Mc KYES E. ; 1985.- Peatmoss effect on the physical and hydraulic characteristics of compacted soils. *TRANSACTIONS of the ASAE*, 28 (2), 420-424.
- OHU J.O., RAGHAVAN G.S.V., Mc KYES E., MEHUYS G. ; 1986.- Shear strength prediction of compacted soils with varying added organic matter contents. *TRANSACTIONS of the ASAE*, 29 (2), 351-355&360.
- O'SULLIVAN M.F. ; 1992.- Uniaxial compaction effects on soil physical properties in relation to soil type and cultivation. *Soil & Tillage research*, 24, 257-269.
- OTHMER H., DIEKKRÜGER B., KUTILEK M. ; 1991.- Bimodal porosity and saturated hydraulic conductivity. *Soil Science*, 152 (3), 139-150.
- PAPY F. ; 1987.- Comportement d'une couche labourée sous des actions de compactage en fonction de son état hydrique et structural. *Agronomie*, 7(2),111-121.
- PAUTE J.L., JOUVE P., MARTINEZ J., RAGNEAU E. ; 1988.- Modèle de calcul pour le dimensionnement des chaussées souples. *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, 156, 21-36.
- PAUTE J.L., HORNYCH P., BENABEN J.P. ; 1994a.- Comportement mécanique des graves non traitées. *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, 133, 27-38.
- PAUTE J.L., MARIGNIER J., VIDAL B. ; 1994b.- Le travail à chargements répétés LPC pour l'étude des graves non traitées. *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, 133, 19-27.
- PHILIPPONNAT G. ; 1979.- *Fondations et ouvrages en terre*. Ed. Eyrolles, Paris, 402 p.
- RADULOVICH R., SOLORZANO E., SOLLINS P. ; 1989.- Soil macropore size distribution from water breakthrough curves. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 53, 556-559.
- REYNOLDS W.D., GREGORICH E.G., CURNOE W.E. ; 1995.- Characterisation of water transmission properties in tilled and untilled soils using tension infiltrometers. *Soil & Tillage Research*, 33, 117-131.
- REICOSKY D.C., VOORHEES W.B., RADKE J.K. ; 1981.- Unsaturated water flow through a simulated wheel track. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 45, 3-8.
- RICHARDS L.A. ; 1947.- A pressure membrane apparatus construction and use. *Agric. Eng.*, 28, 451-454.
- RIMMER D.L. ; 1991.- Soil storage and handling. In: P. Bullock et P.J. Gregory eds. *Soils in the urban environment*, Blackwell scientific publications, Oxford, 76-86.
- RINGROSE-VOASE A.J. ; 1987.- A scheme for the quantitative description of soil macrostructure by image analysis. *The Journal of Soil Science*, 38 (2), 343-356.
- RINGROSE-VOASE A.J. ; 1996.- Measurement of soil macropore geometry by image analysis of sections through impregnated soil. *Plant and Soil*, 183, 27-47.
- ROSEBERG R.J., Mc COY E.L. ; 1992.- Tillage- and traffic- induced changes in macroporosity and macropore continuity: air permeability assessment. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 56, 1261-1267.
- ROSS P.J., SMETTEM K.R.J. ; 1993.- Describing soil hydraulic properties with sums of simple functions. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 57, 26-29.

- ROSSIGNOL J.P., 1996.- Contrôle et suivi de qualité des propriétés physiques des « Anthrosoles reconstitués » dans les espaces verts des villes. Exemple de la Cité Internationale de Lyon. In: Walter C., Cheverry C. (Eds). *Actes des 5<sup>ème</sup> journées nationales de l'Etude des sols, Rennes 1996*.
- SALEH A., HANKS R.J. ; 1989.- Field evaluation of soil hydraulic property changes caused by surge water application. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, **53**, 1526-1530.
- SAINI G.R., CHOW T.L., GHANEM I. ; 1984.- Compactibility indexes of some agricultural soils of New Brunswick, Canada. *Soil Science*, **137(1)**, 33-38.
- SALA G.H., TESSIER D. ; 1993.- Importance de l'état énergétique de l'eau sur l'aptitude au tassement de matériaux argileux non saturés. *C.R. Acad. Sci. Paris*, **t.316, Série II**, 231-236.
- SAPORTA G. ; 1990.- *Probabilités Analyse des données et statistique*. Editions Technip, Paris.
- SCHLOSSER F. ; 1988.- *Eléments de mécanique des sols*. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 276 p.
- SEMMELE H., HORN R., HELL U., DEXTER A.R., SCHULZE E.D. ; 1990.- The dynamics of soil aggregate formation and the effect on soil physical properties. *Soil Technology*, **3**, 113-129.
- SHIMAMURA K. ; 1992.- Gas diffusion through compacted sands. *Soil Science*, **153 (4)**, 274-279.
- SHORT J.R., FANNING D.S., McINTOSH M.S., FOSS J.E., PATTERSON J.C. ; 1986a.- Soils of the Mall in Washington, DC: I. Statistical summary of properties. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, **50**, 699-705.
- SHORT J.R., FANNING D.S., FOSS J.E., PATTERSON J.C. ; 1986b.- Soils of the Mall in Washington, DC: II. Genesis, classification, and mapping. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, **50**, 705-710.
- SMITH D.L.O., 1987.- Measurement, interpretation and modelling of soil compaction. *Soil Use and Management*, **3 (3)**, 87-93.
- STAUFFER D. ; 1985.- *Introduction to the percolation theory*. Taylor and Francis eds, London, 124p.
- STEPHENS L.E., JOHNSON R.R. ; 1993.- Soil strength in the seed zone of several planting systems. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, **57**, 481-489.
- STONE R.J., EKWUE E.I. ; 1995.- Compressibility of some trinidadian soils as affected by the incorporation of peat. *J. agric. Engng Res.*, **60**, 15-24.
- SNYDER V.A., MILLER R.D. ; 1985.- Tensile strength of unsaturated soils. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, **49**, 58-65.
- TAYLOR D.H., BLAKE G.R. ; 1979.- Sand content of sand-soil-peat mixtures for turfgrass. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, **43**, 394-398.
- UNGER P.W. ; 1991.- Overwinter changes in physical properties of no-tillage soil. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, **55**, 778-782.
- VALAT B. ; 1989.- *Contribution à l'étude des propriétés hydriques de matières organiques (tourbes et composts) à usage horticole*. Thèse Univ. de Poitiers, 239 p.
- VIDALIE J.F., 1977.- *Relation entre les propriétés physico-chimiques et les caractéristiques mécaniques des sols compressibles. Vases, tourbes, argiles molles*. Rapport de recherche LPC n°65, Ministère de l'équipement, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, 89p.

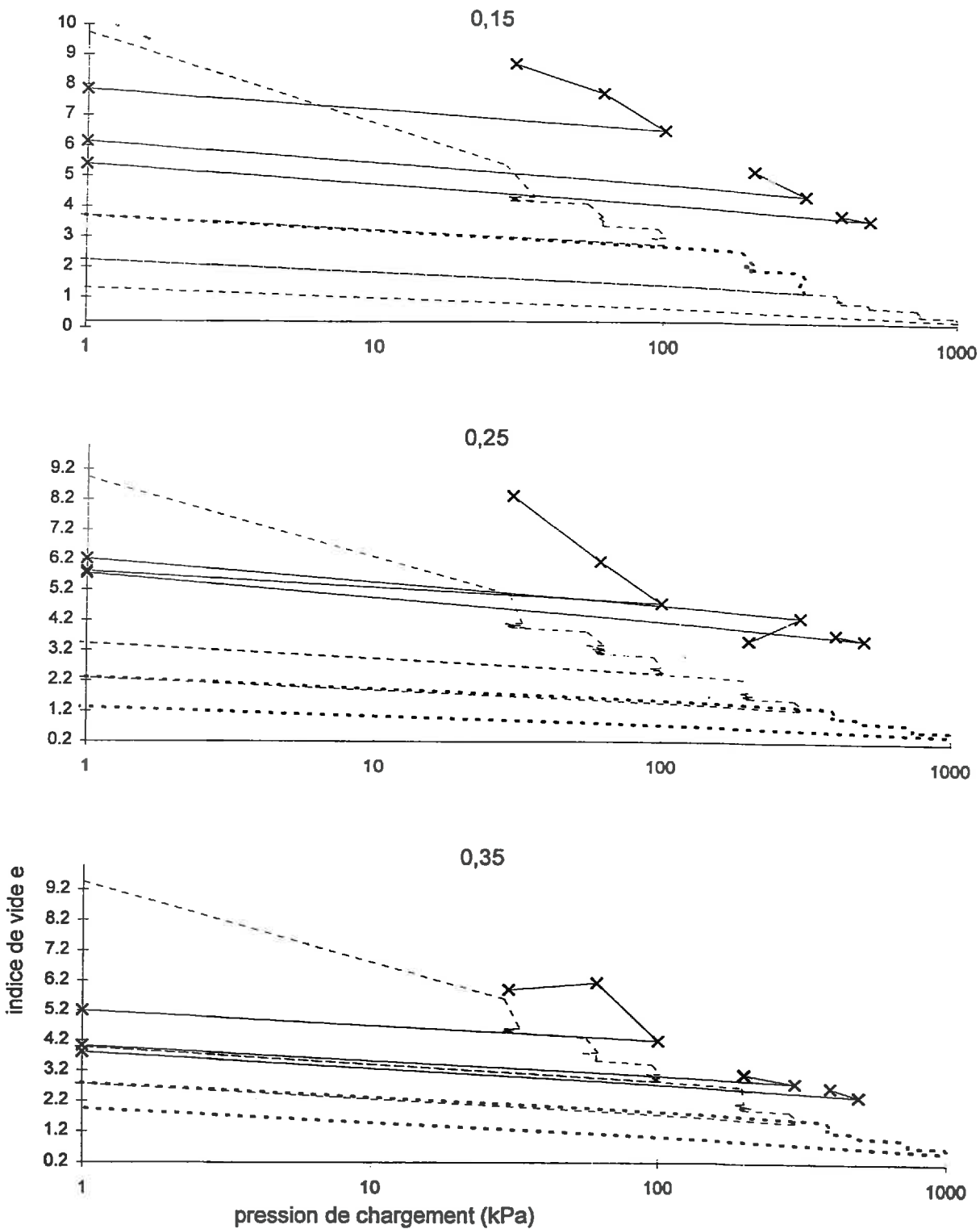
- VOGEL H.J. ; 1997.- Morphological determination of pore connectivity as a function of pore size using serial sections. *European Journal of Soil Science*, **48**, 365-377.
- VOORHEES W.B., NELSON W.W., RANDALL G.W. ; 1986.- Extent and persistence of subsoil compaction caused by heavy axle loads. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, **50**, 428-433.
- WAGGER M.G., DENTON H.P. ; 1989.- Influence of cover crop and wheel traffic on soil physical properties in continuous no-till corn. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, **53**, 1206-1210.
- WIECKO G., CARROW R.N., KARNOK K.J. ; 1993.- Turfgrass cultivation methods: influence on soil physical, root/shoot, and water relationships. *International turfgrass Society Research Journal* 7. R.N. Carrow, N.E. Christians, R.C. Shearman (Eds.). Intertec Publishing Corp. Overland Park, Kansas.
- XU X., NIEBER J.L., GUPTA S.C. ; 1992.- Compaction effect on the gas diffusion coefficient in soils. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, **56**, 1743-1750.
- ZHANG H., HARTGE K.H., RING H. ; 1997.- Effectiveness of organic matter incorporation in reducing soil compactibility. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, **61**, 239-245.

# ANNEXES

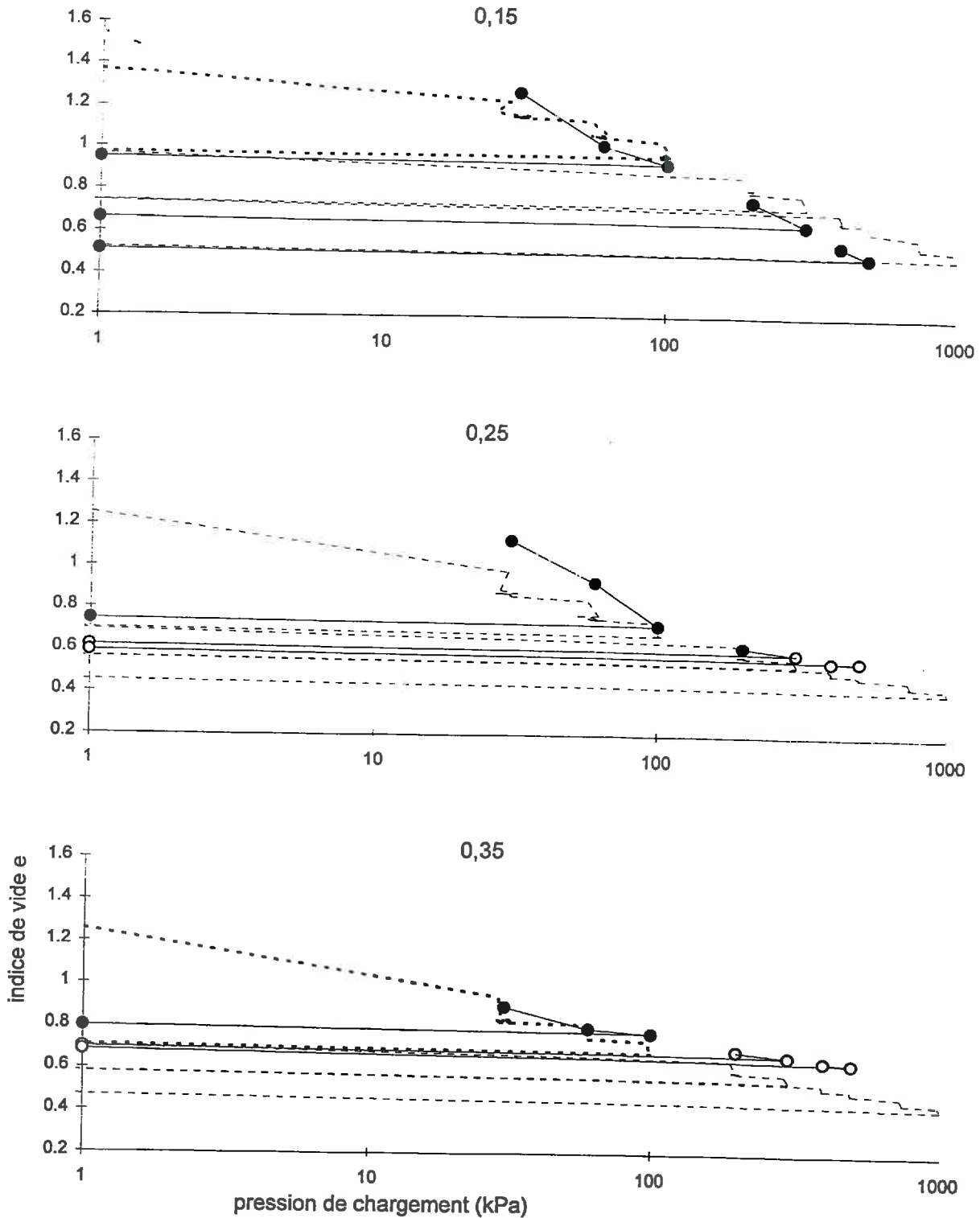


Comparaison de l'indice de vide de l'essai oedométrique (en pointillé) et de l'indice de vide  $e_{100}$  (symbole et trait plein) pour le limon pour des teneurs en eau volumique initiales de 0,15 0,25 et 0,35  $\text{m}^3.\text{m}^{-3}$ . Les symboles évidés représentent les échantillons saturés en fin de compression.

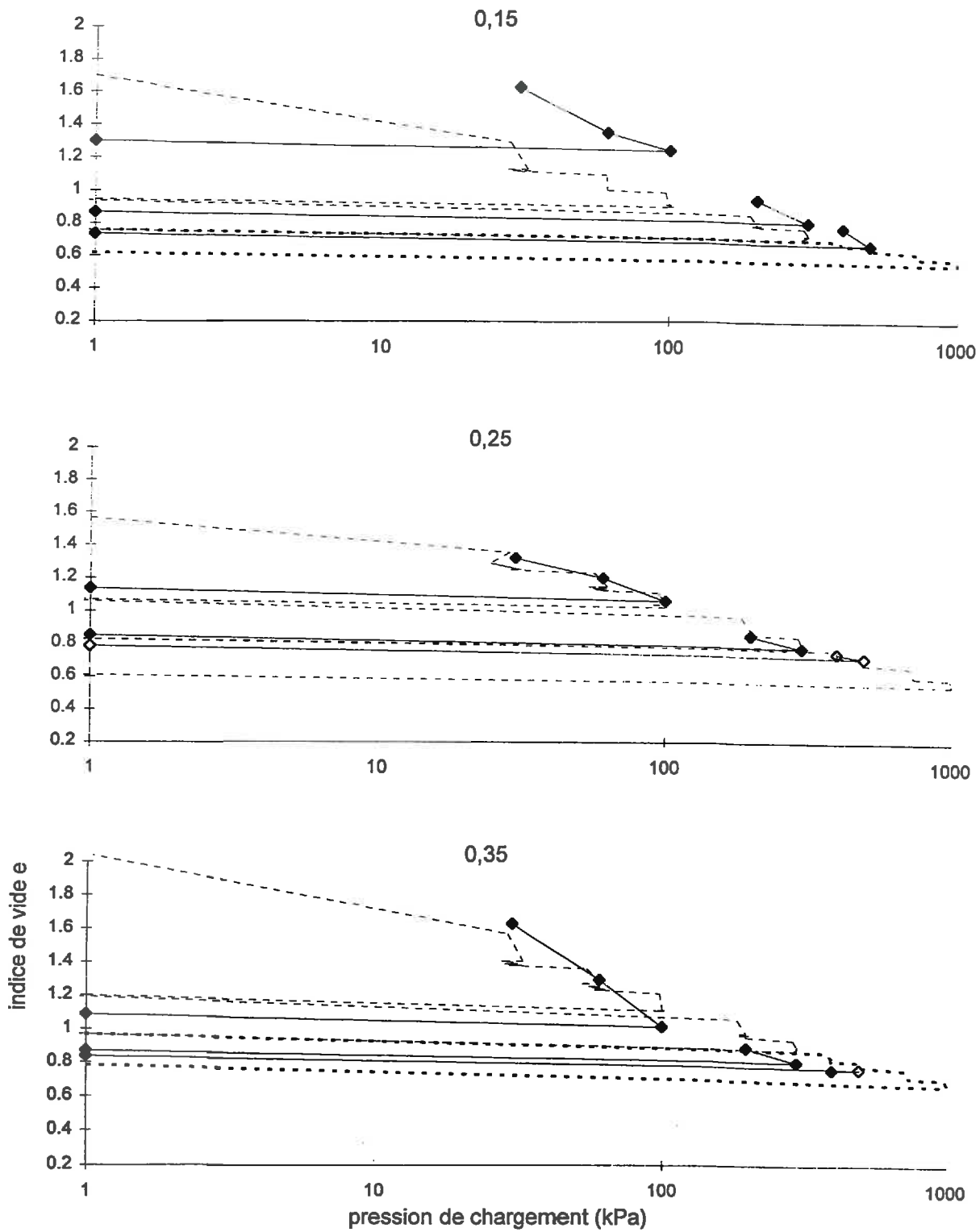




Comparaison de l'indice de vide de l'essai oedométrique (en pointillé) et de l'indice de vide  $e_{100}$  (symbole et trait plein) pour la **tourbe blonde** pour des teneurs en eau volumique initiales de 0,15, 0,25 et 0,35  $m^3.m^{-3}$ . Les symboles évidés représentent les échantillons saturés en fin de compression.

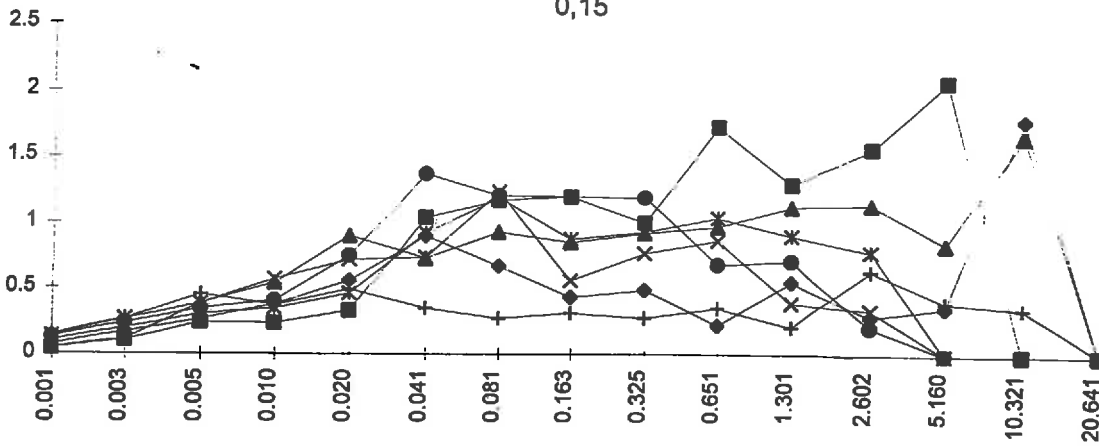


Comparaison de l'indice de vide de l'essai oedométrique (en pointillé) et de l'indice de vide  $e_{100}$  (symbole et trait plein) pour I20tbl pour des teneurs en eau volumique initiales de 0,15 0,25 et 0,35  $\text{m}^3 \cdot \text{m}^{-3}$ . Les symboles évidés représentent les échantillons saturés en fin de compression.

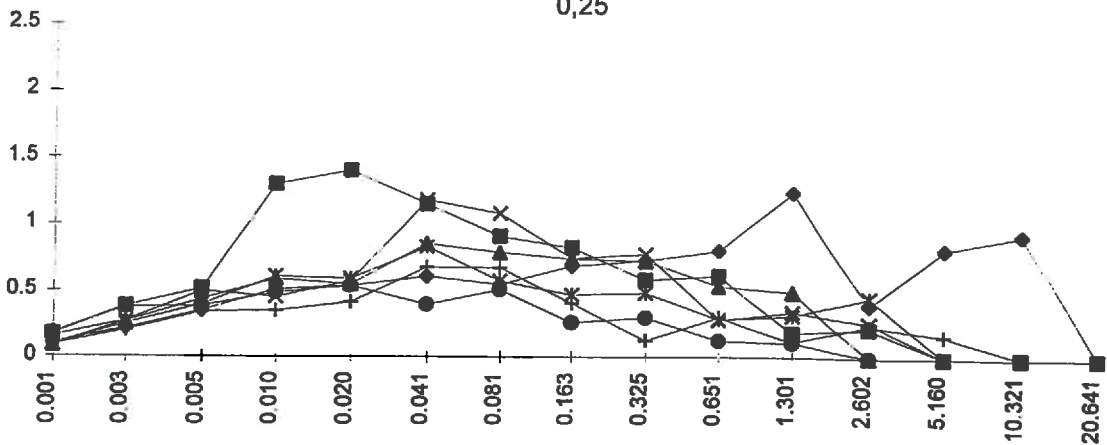


Comparaison de l'indice de vide de l'essai oedométrique (en pointillé) et de l'indice de vide  $e_{100}$  (symbole et trait plein) pour I40tbl pour des teneurs en eau volumique initiales de 0,15 0,25 et 0,35  $m^3 \cdot m^{-3}$ . Les symboles évidés représentent les échantillons saturés en fin de compression.

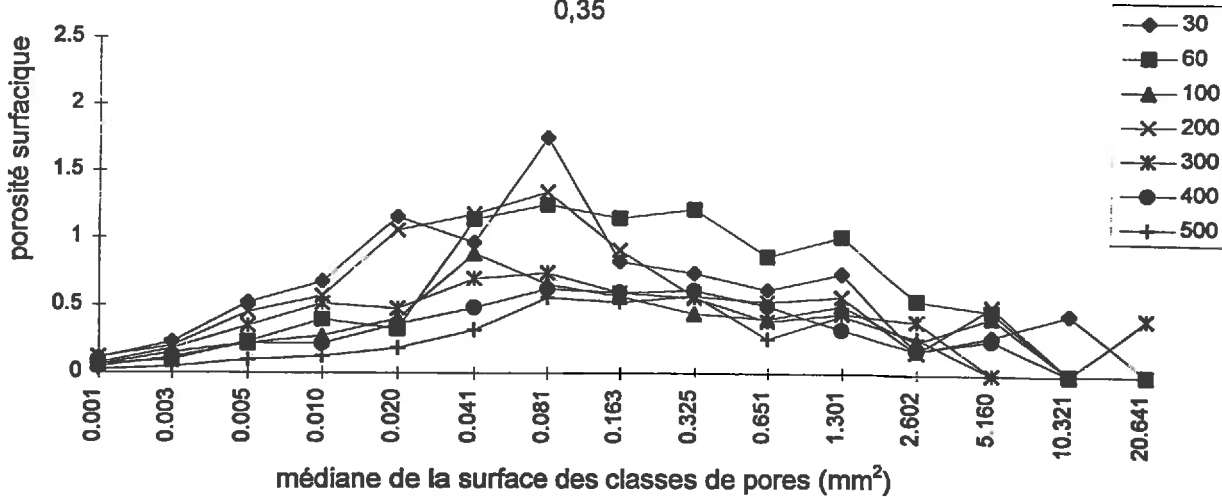
0,15



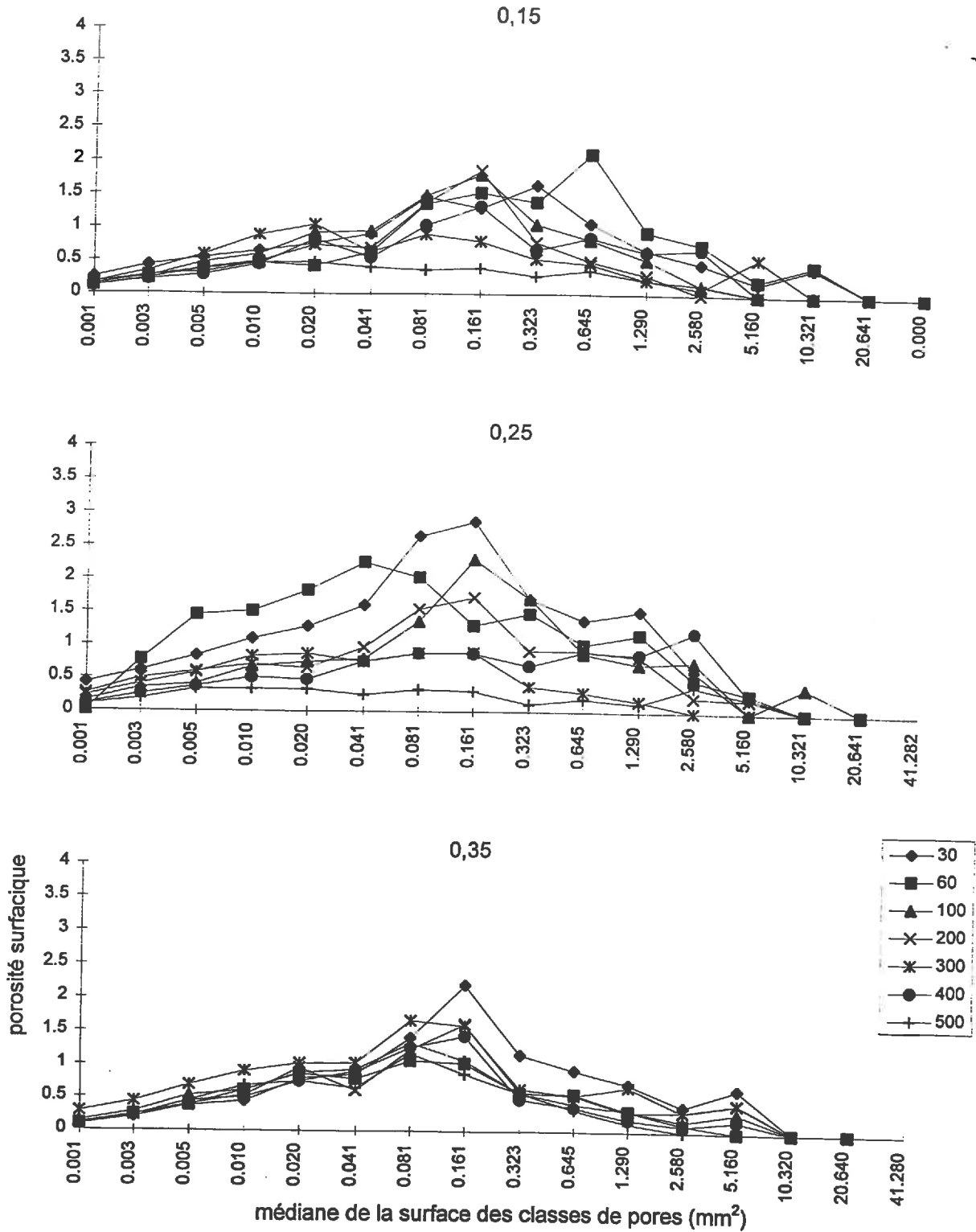
0,25



0,35

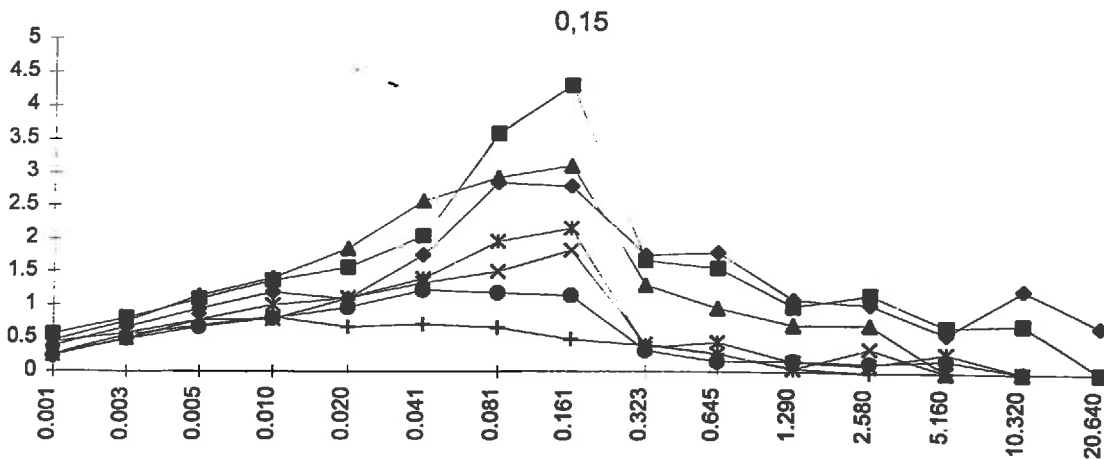


Distribution des classes de surface des pores du limon en fonction de la pression de chargement et de la teneur en eau volumique initiale.

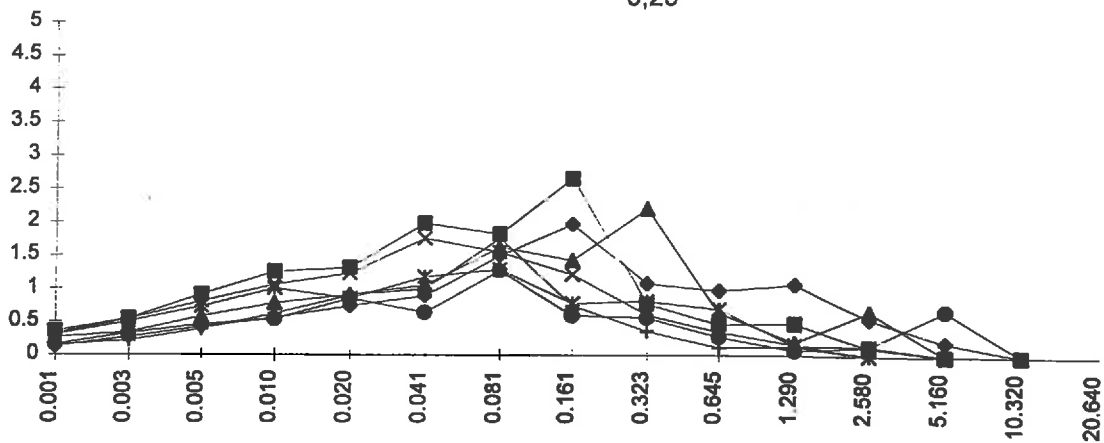


Distribution des classes de surface des pores du I20tbl en fonction de la pression de chargement et de la teneur en eau volumique initiale.

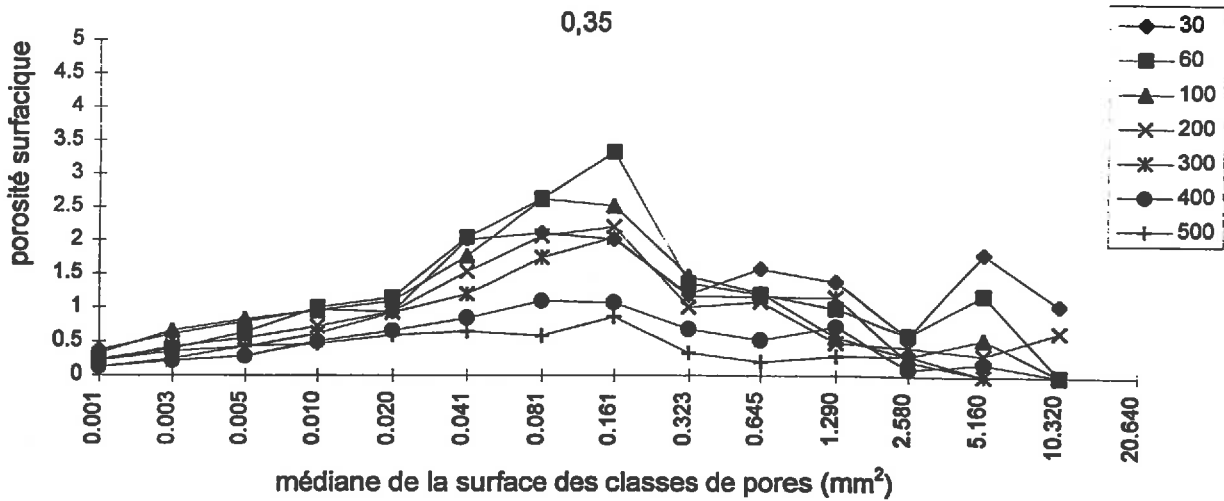
255



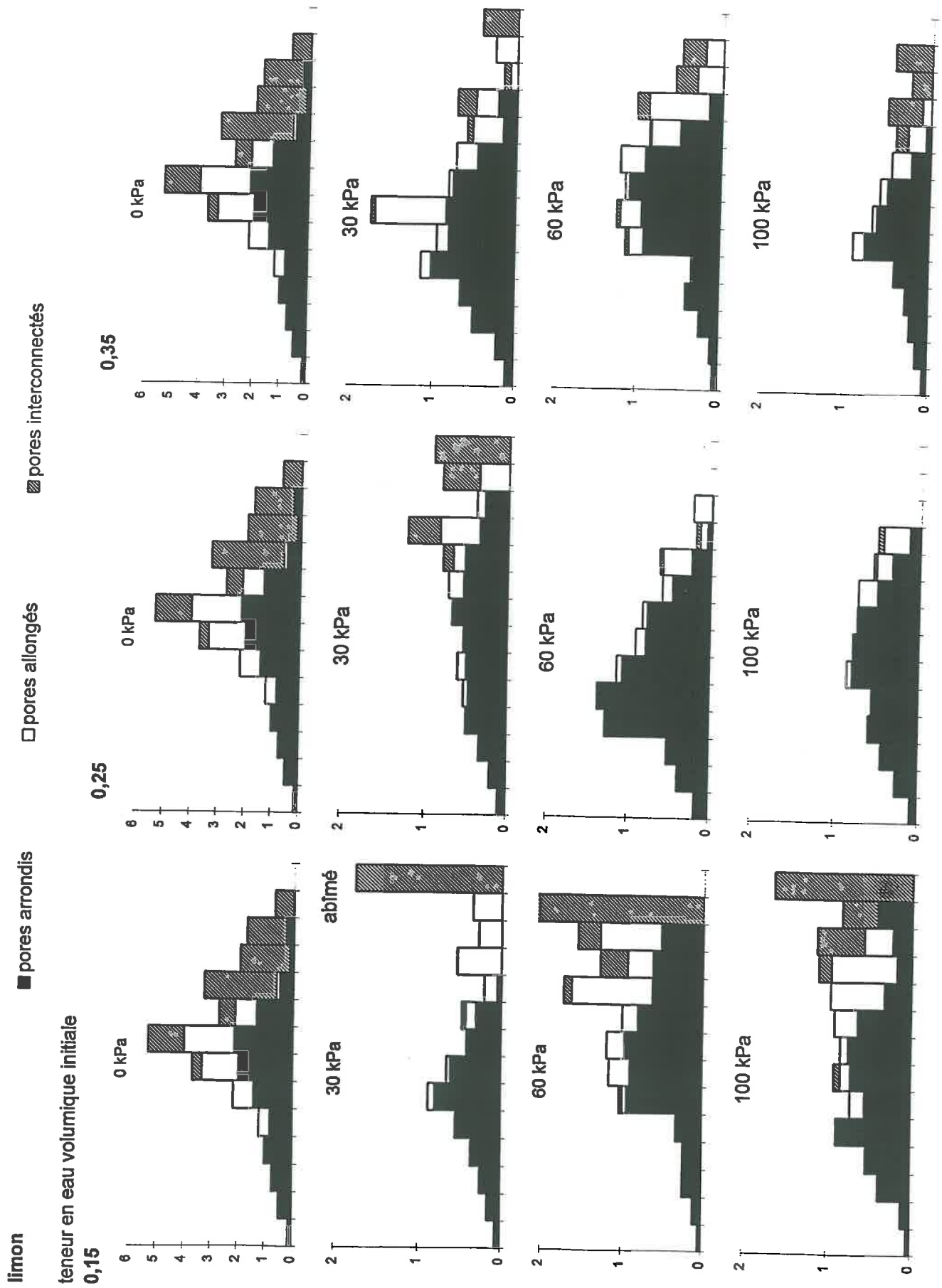
0,25

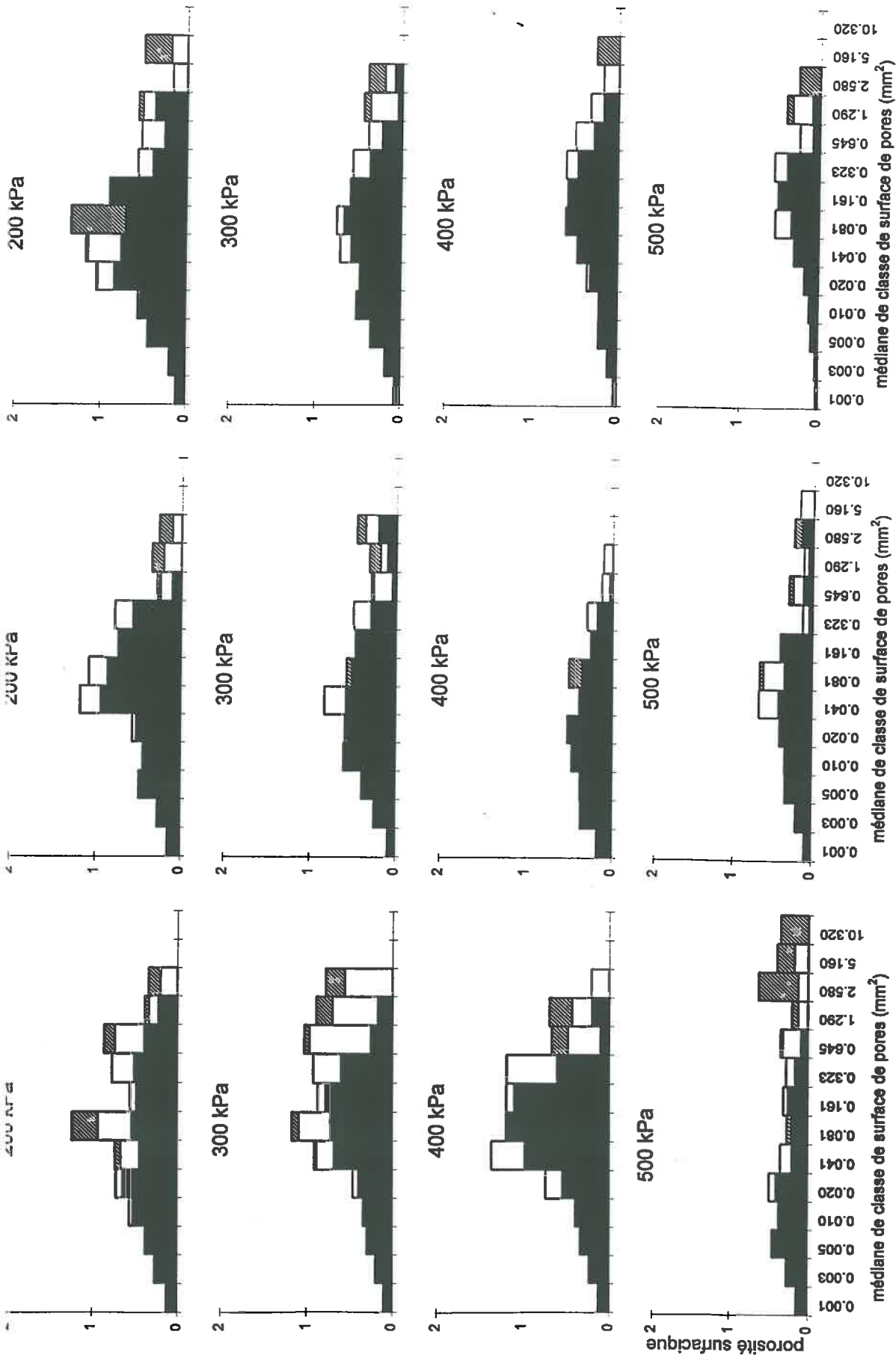


0,35



Distribution des classes de surface des pores de I40tbl en fonction de la pression de chargement et de la teneur en eau volumique initiale.





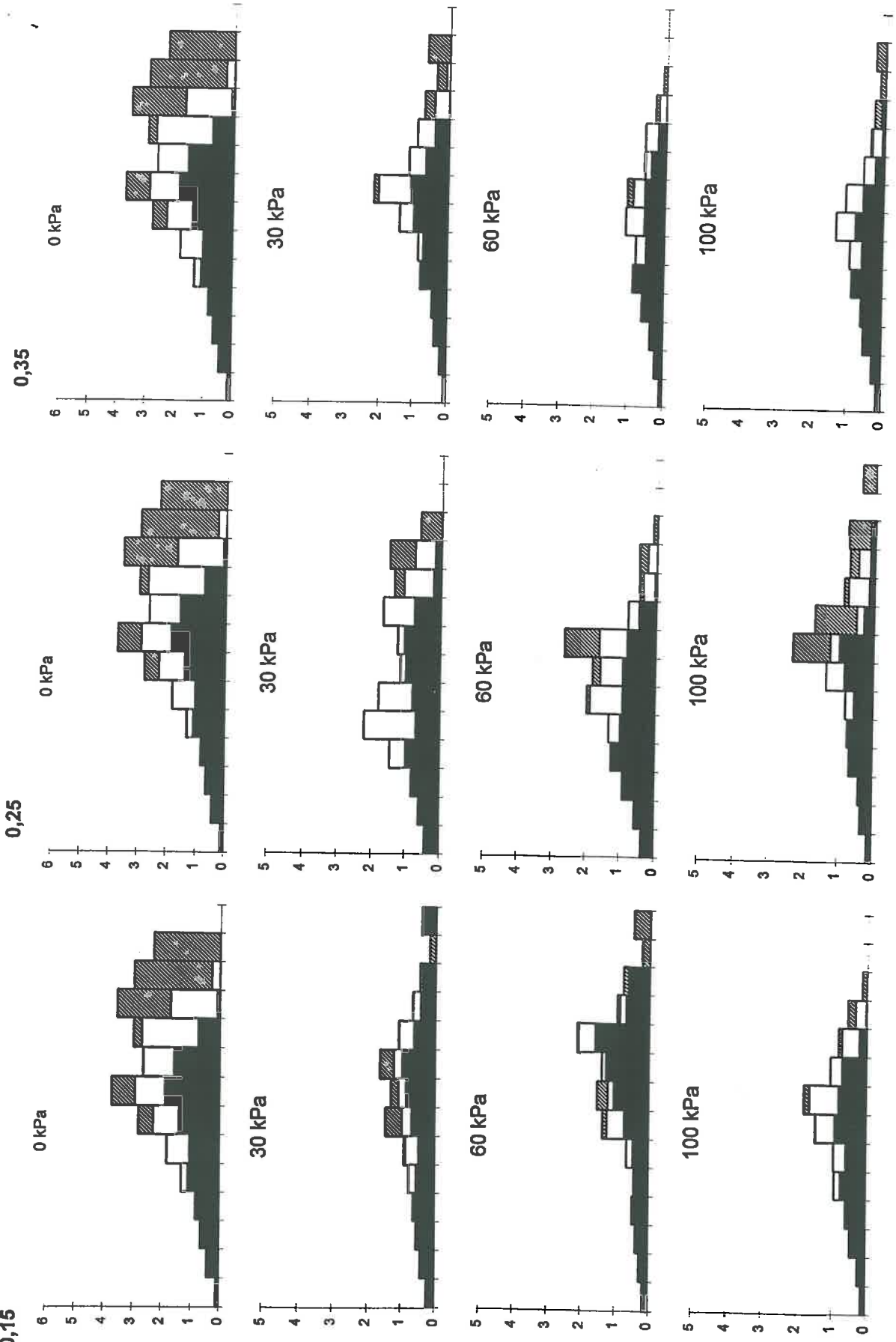
Distribution des pores en fonction de leur forme pour chaque classe de surface de pore du limon en fonction de la pression de chargement et des teneurs en eau volumique initiales.

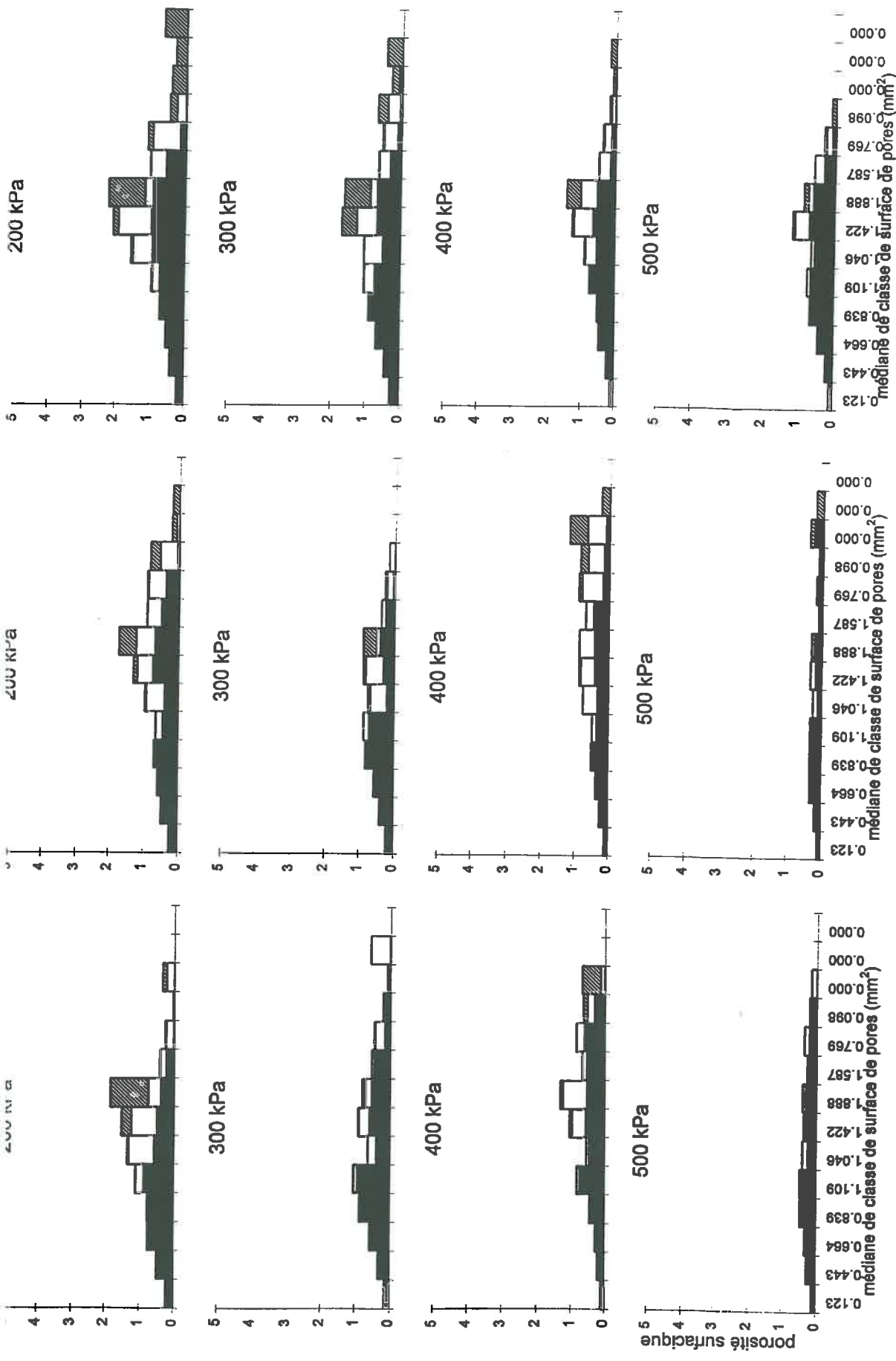


I20tbl

■ pores arrondis  
□ pores allongés  
▨ pores interconnectés

teneur en eau volumique  
0,15





Distribution des pores en fonction de leur forme pour chaque classe de surface de pore de 120tbl en fonction de la pression de chargement et pour différents teneurs en eau volumique initiales.

140tbl

teneur en eau volumique

0,15

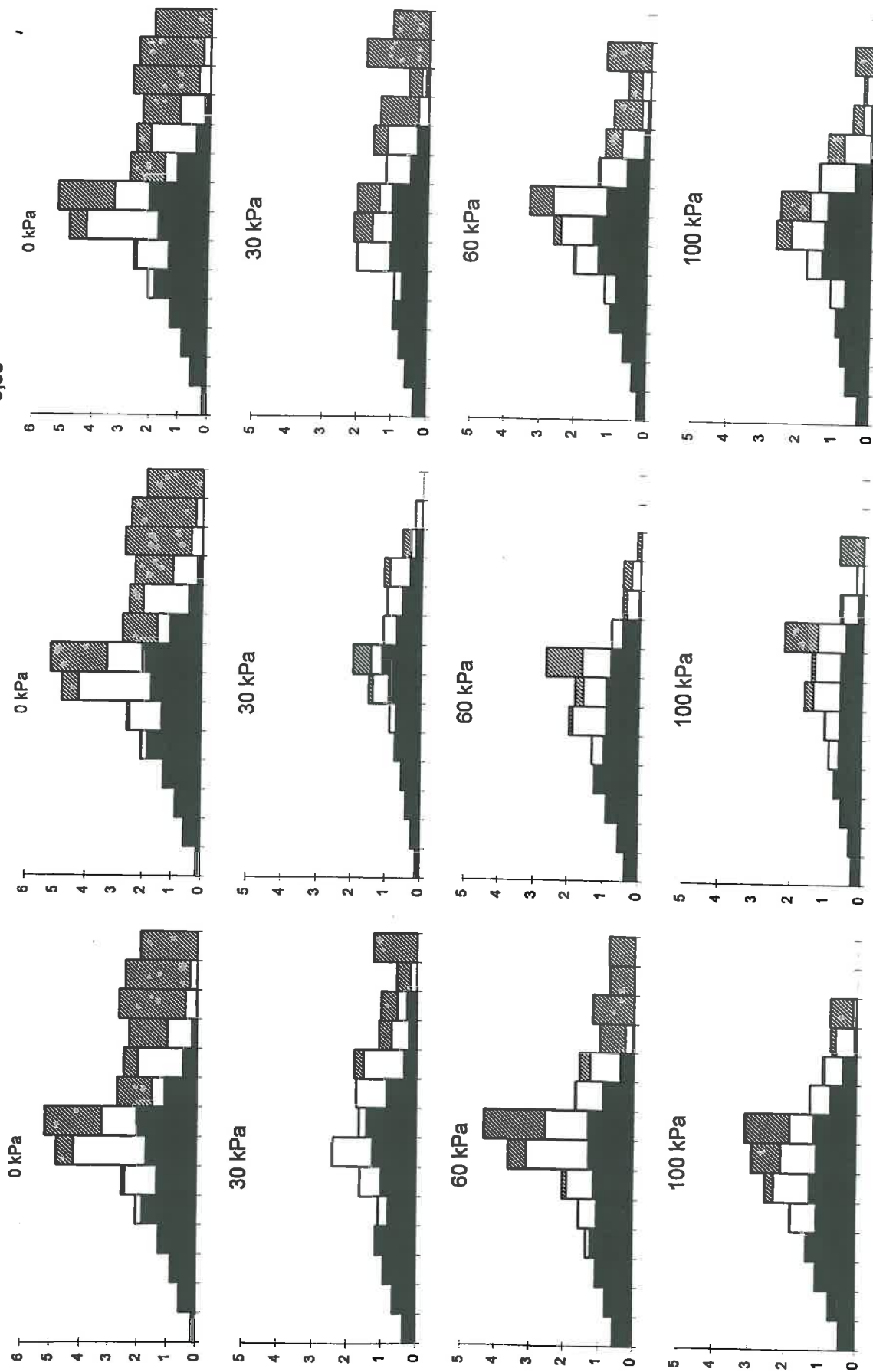
■ pores arrondis

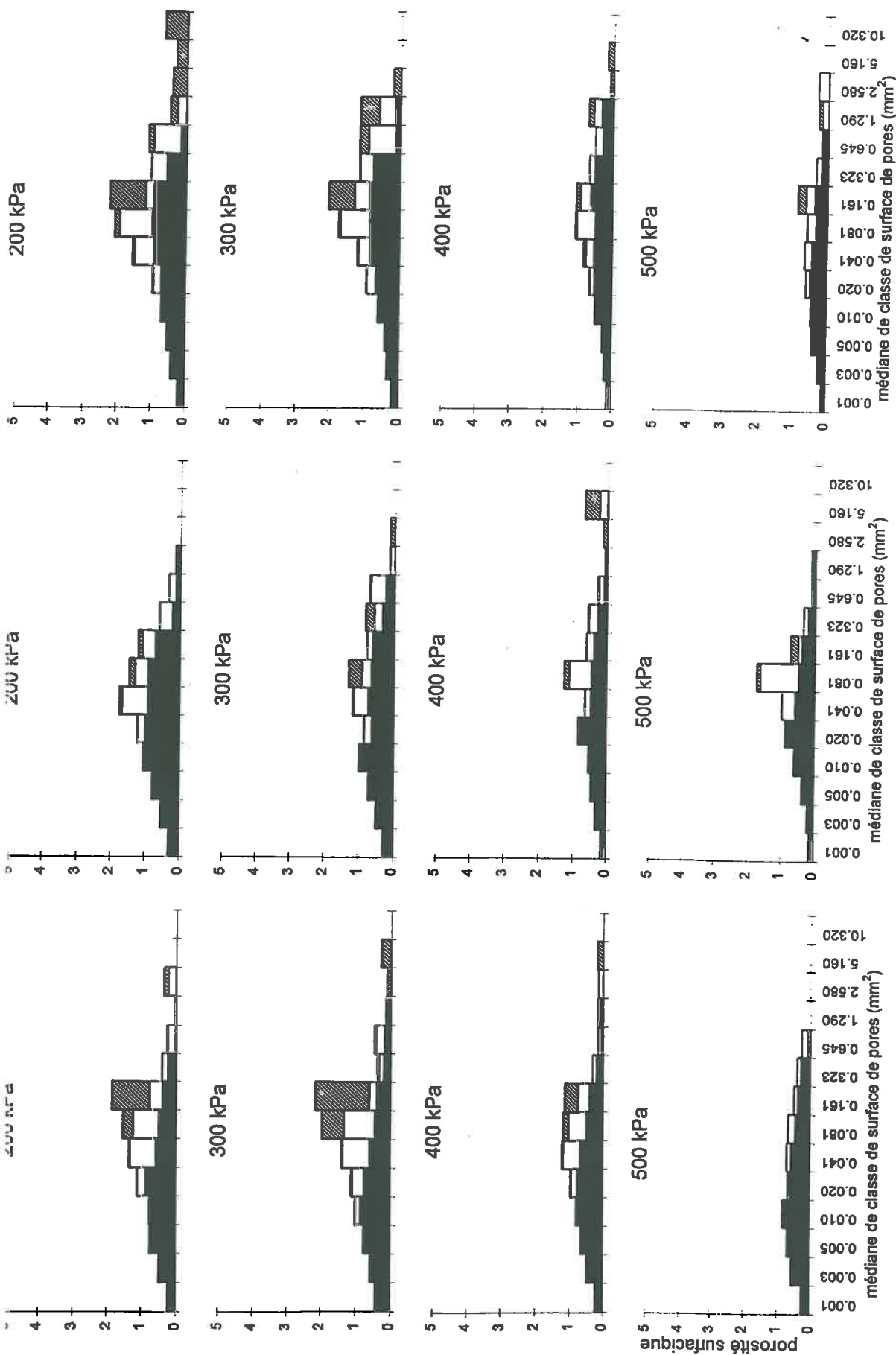
□ pores allongés

▨ pores interconnectés

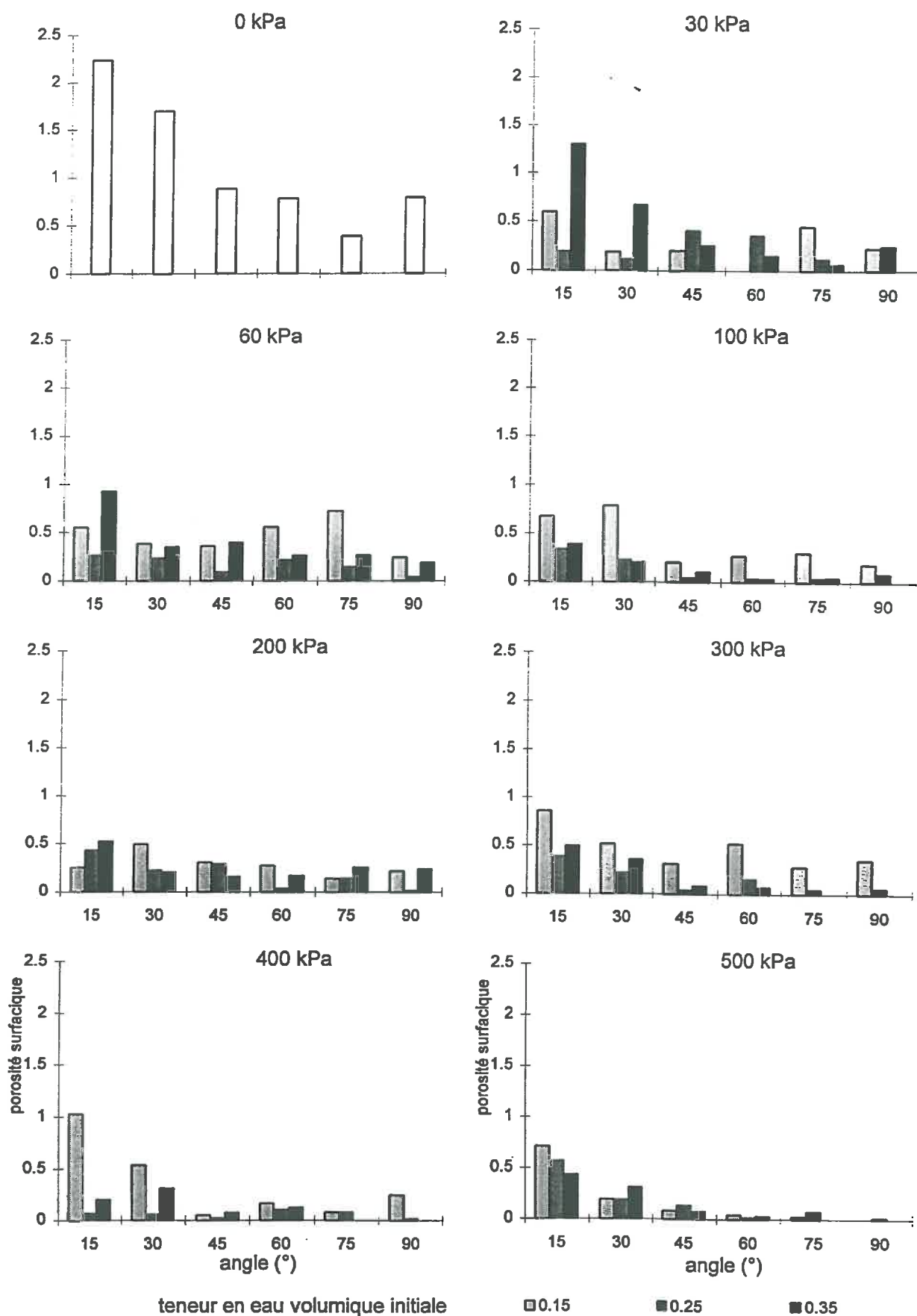
0,25

0,35

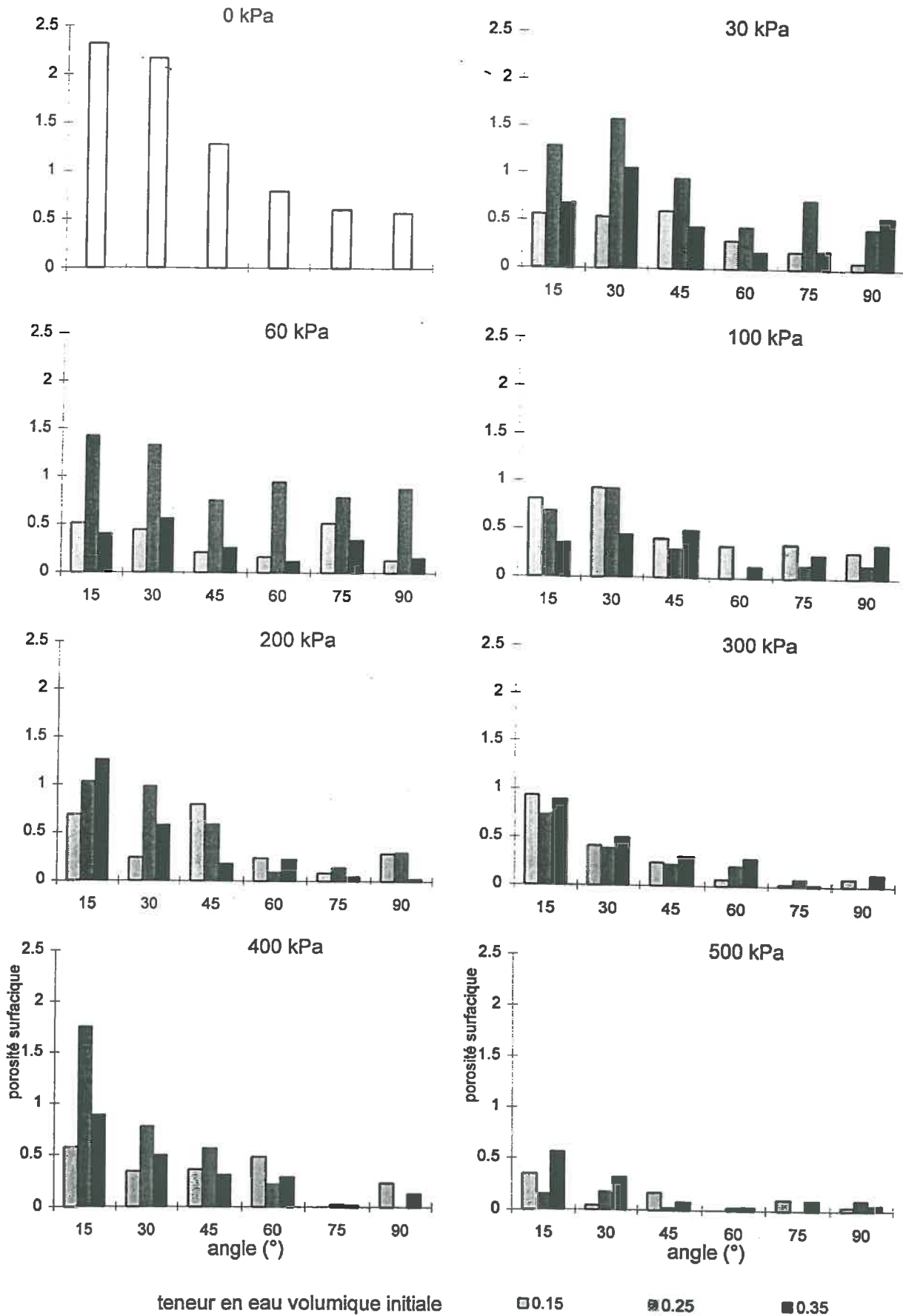




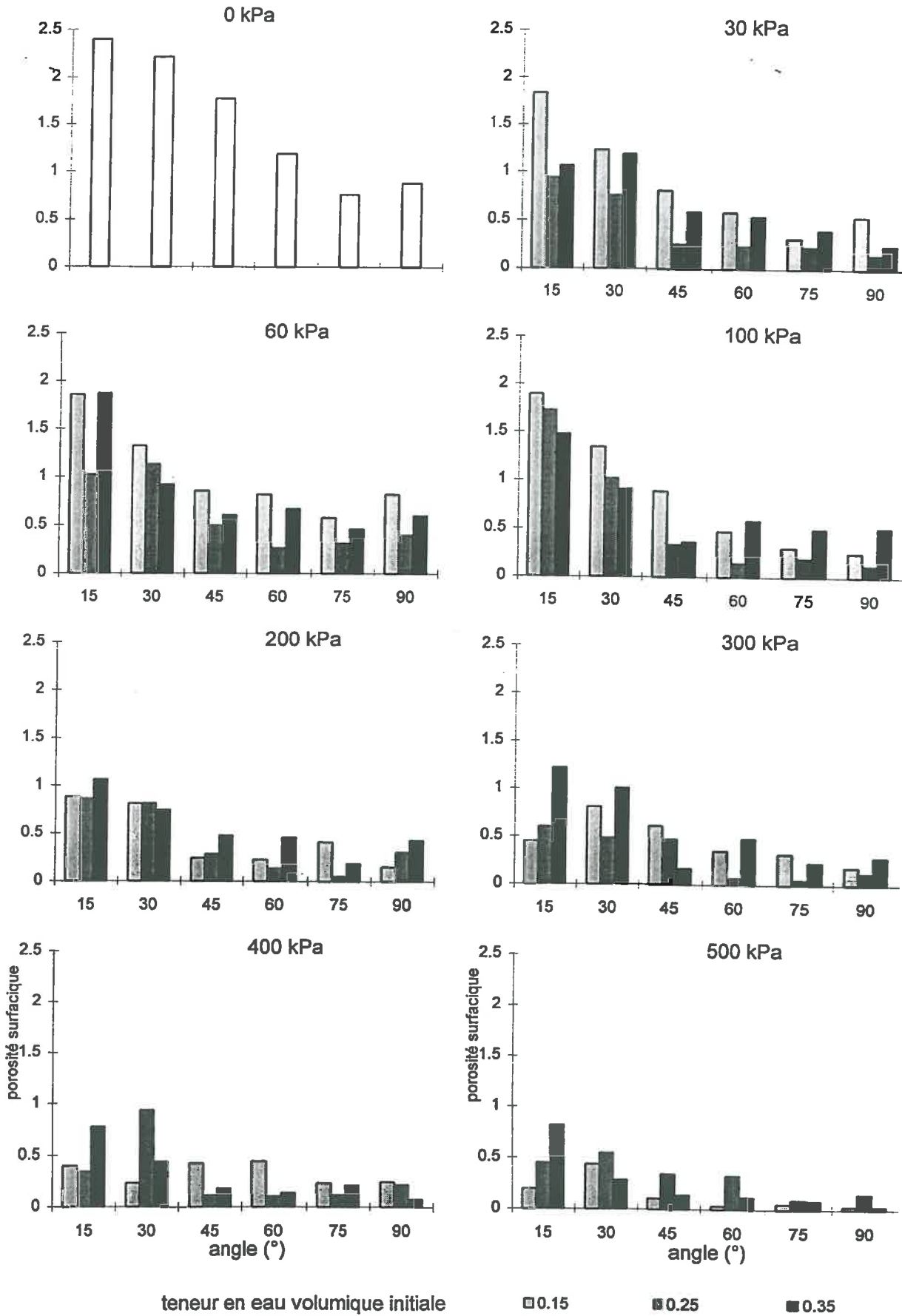
Distribution des pores en fonction de leur forme pour chaque classe de surface de pore de 140tbl en fonction de la pression de chargement et pour différentes teneurs en eau volumique initiales.



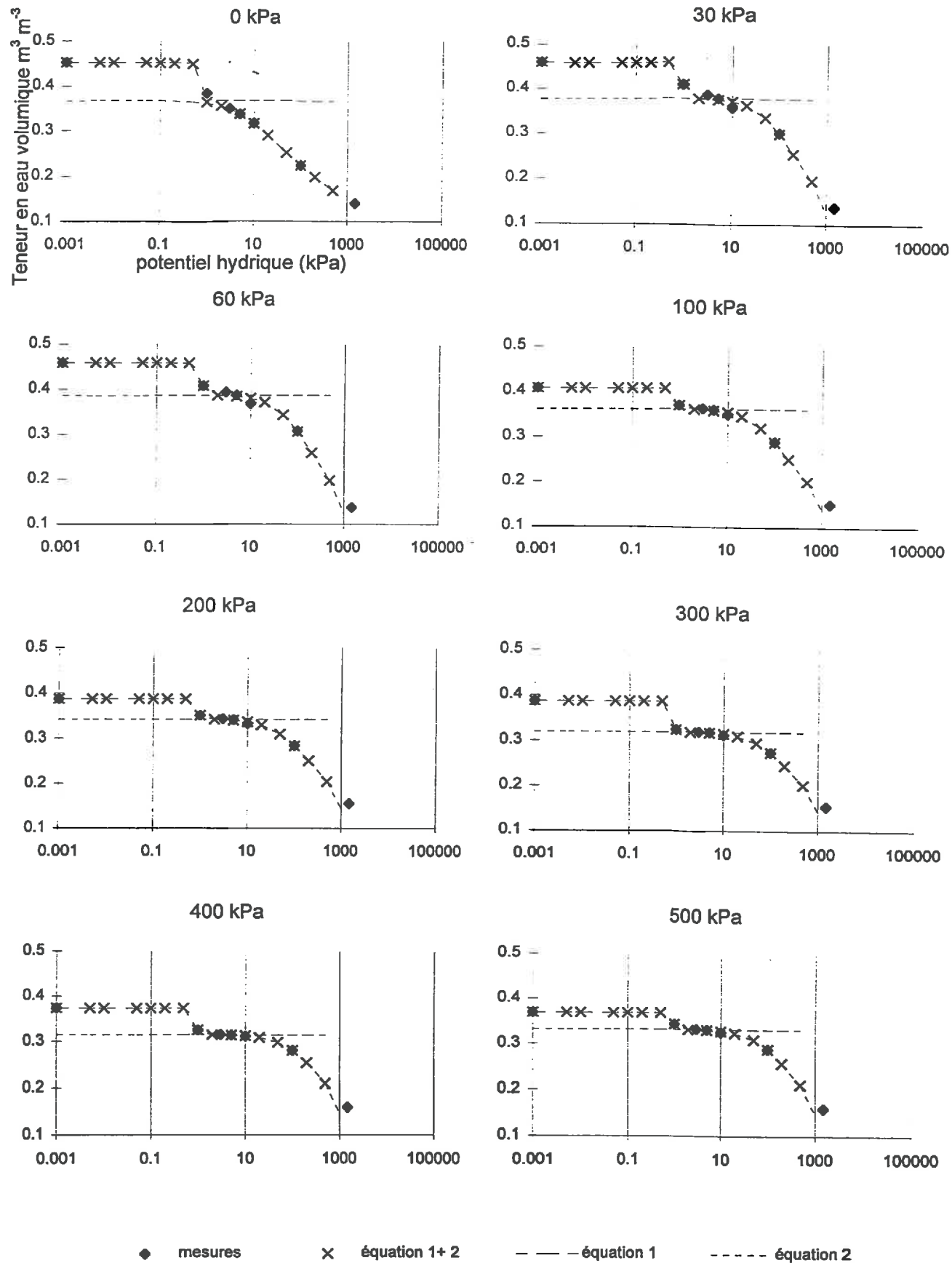
Orientation des pores fissuraux (en degré par rapport à l'horizontale) du limon en fonction de la pression de chargement et de la teneur en eau volumique initiale.



Orientation des pores fissuraux (en degré par rapport à l'horizontale) de I20tbl en fonction de la pression de chargement et de la teneur en eau volumique initiale.

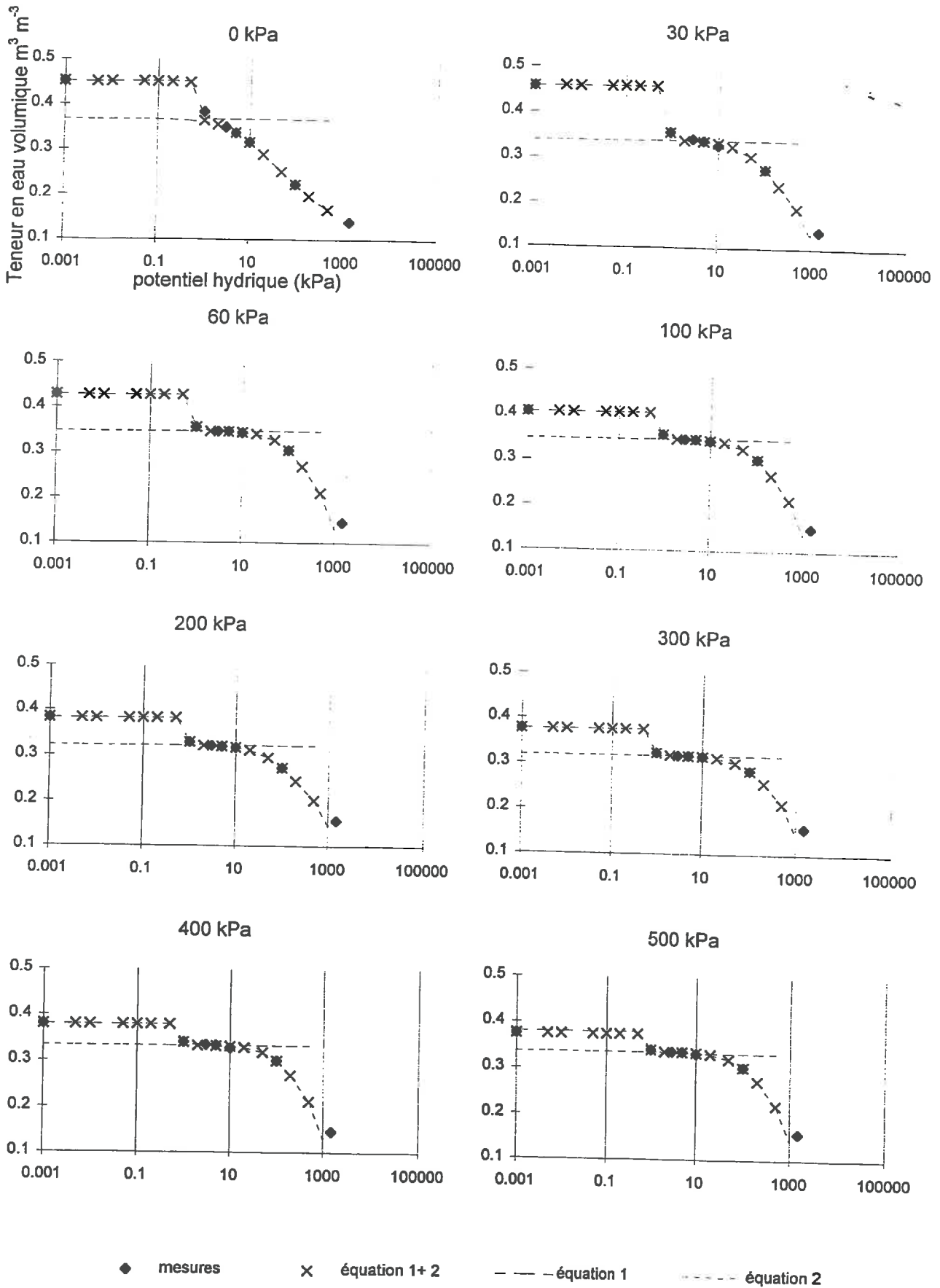


Orientation des pores fissuraux (en degré par rapport à l'horizontale) de I40tbl en fonction de la pression de chargement et de la teneur en eau volumique initiale.

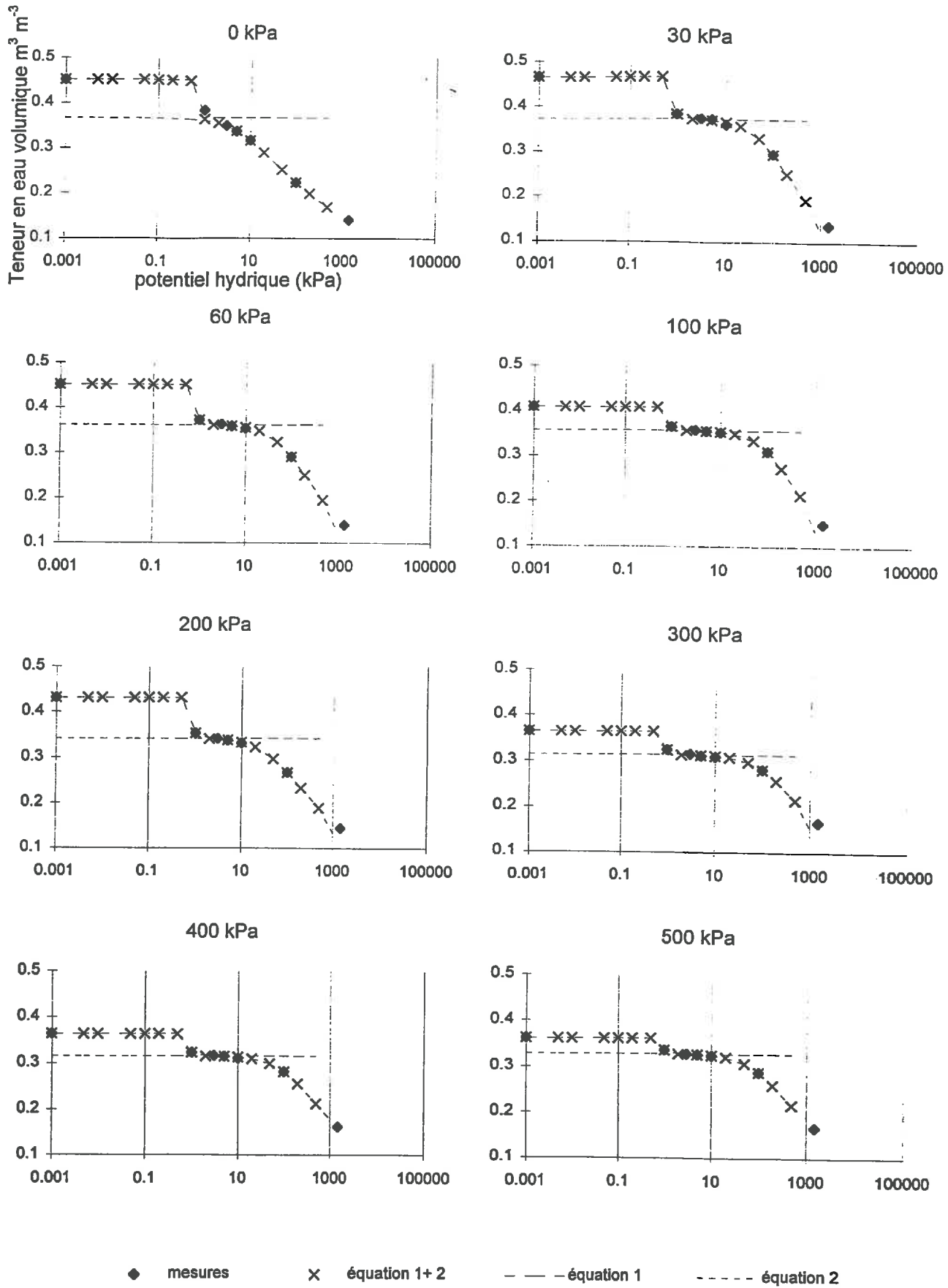


Modélisation des mesures obtenues par la somme de deux équations de van Genuchten pour le limon pour une teneur en eau volumique initiale de 0,15 m<sup>3</sup> m<sup>-3</sup>.

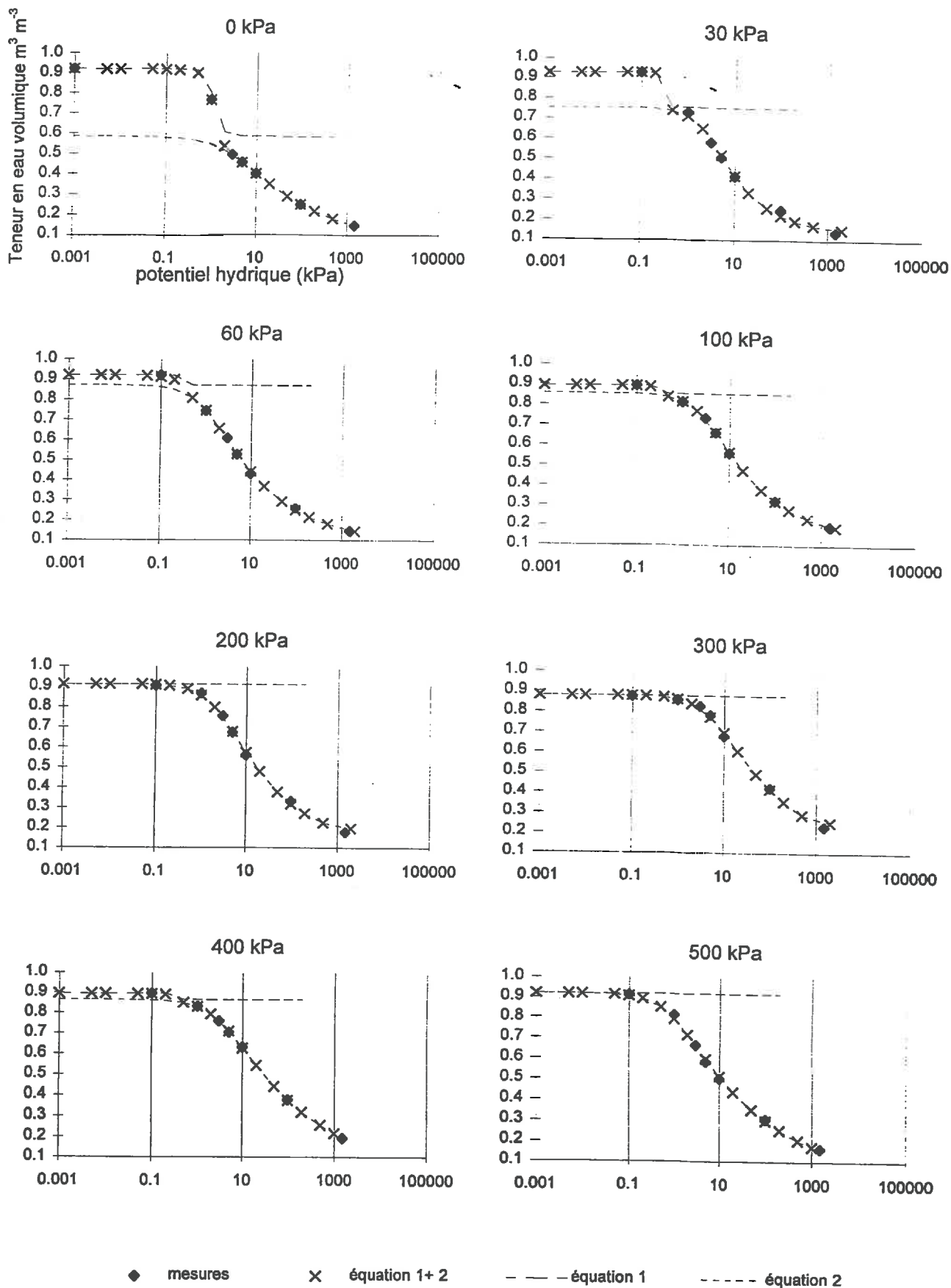




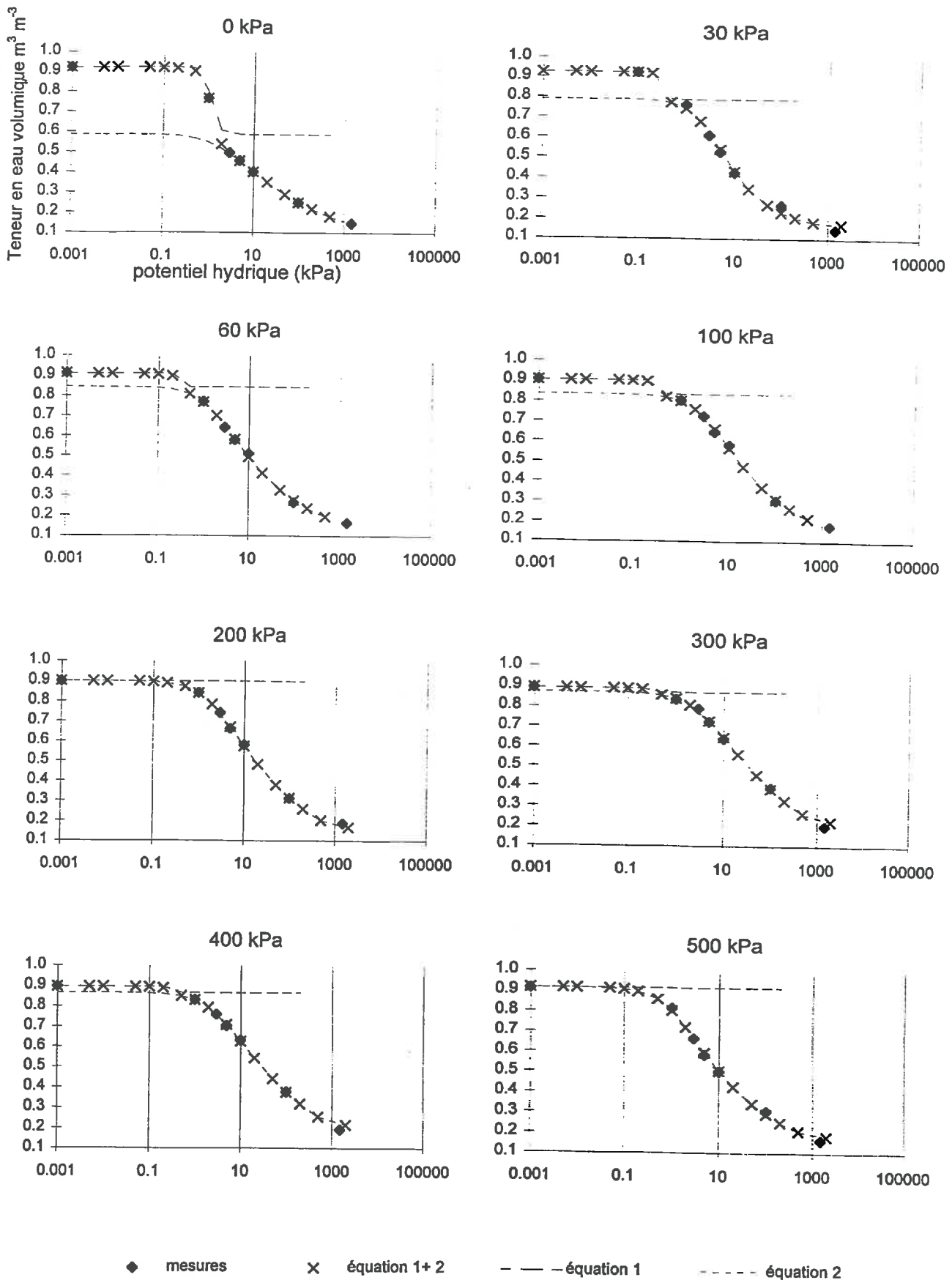
Modélisation des mesures obtenues par la somme de deux équations de van Genutchen pour le limon pour une teneur en eau volumique initiale de  $0,25 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ .



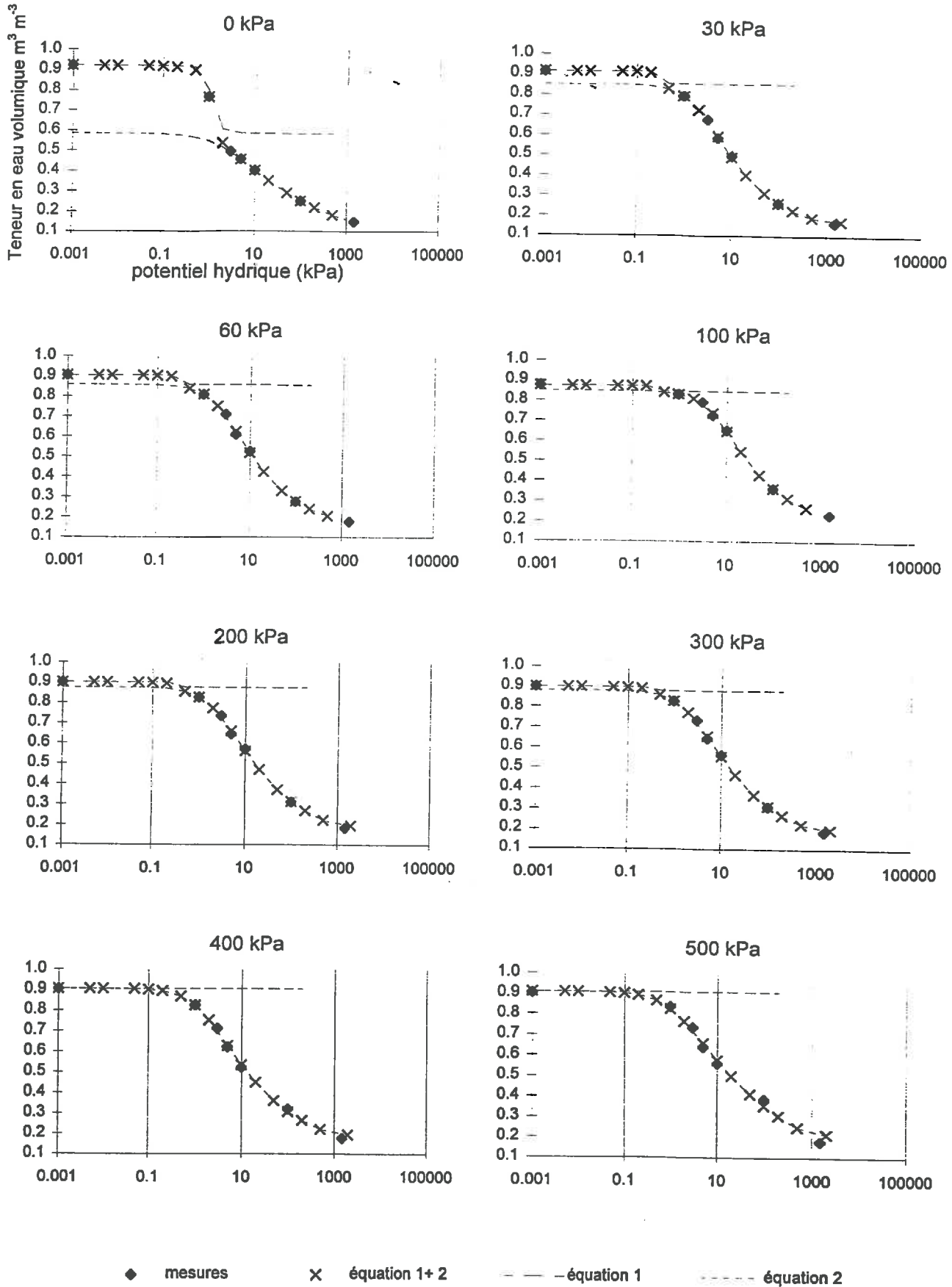
Modélisation des mesures obtenues par la somme de deux équations de van Genuchten pour le limon pour une teneur en eau volumique initiale de  $0,35 m^3 m^{-3}$ .



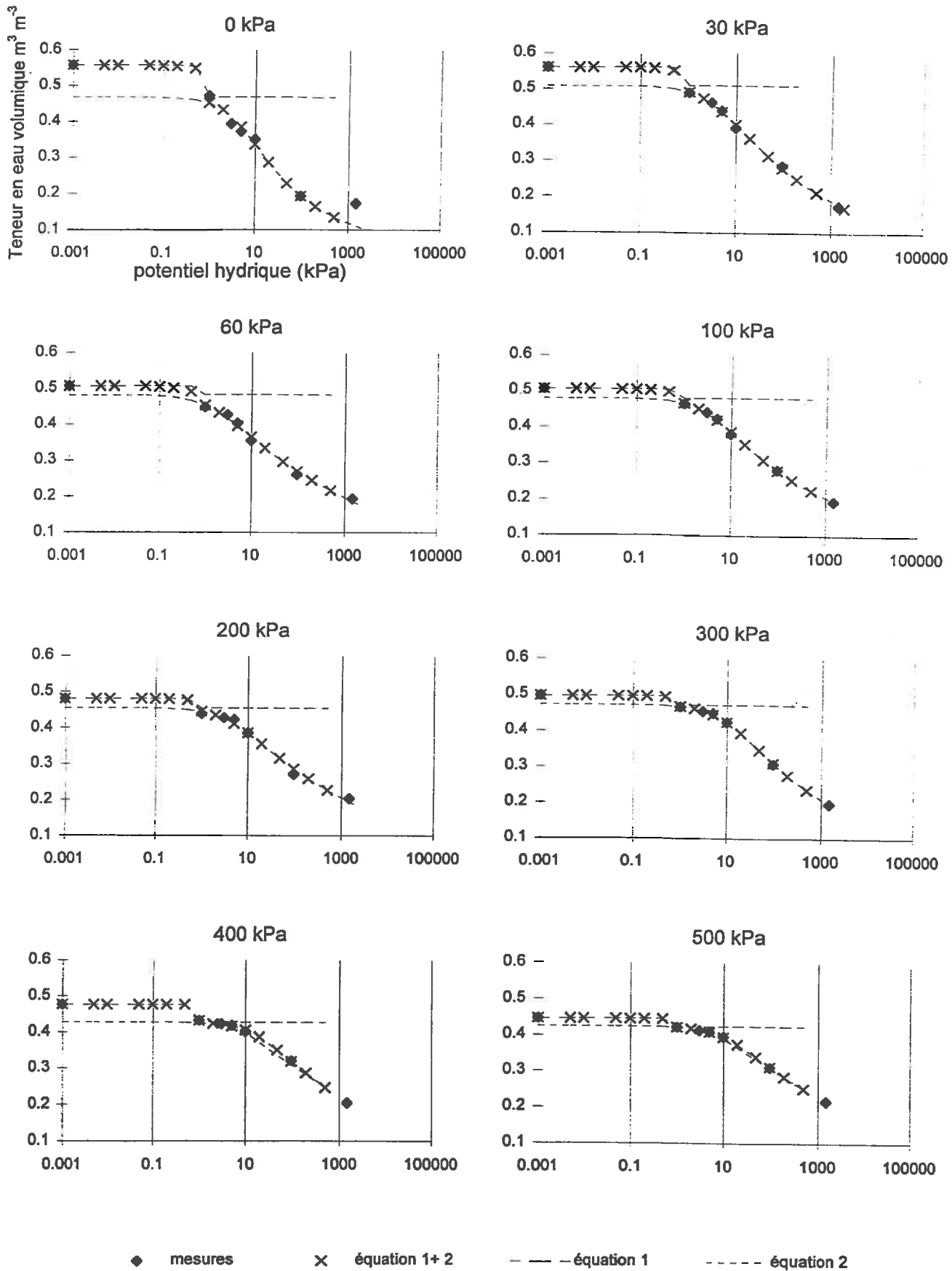
Modélisation des mesures obtenues par la somme de deux équations de van Genuchten pour tourbe blonde pour une teneur en eau volumique initiale de  $0,15 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ .



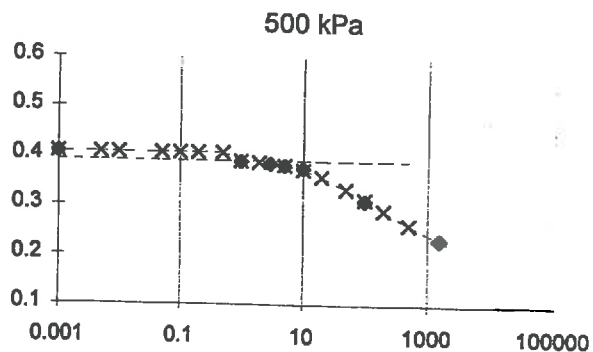
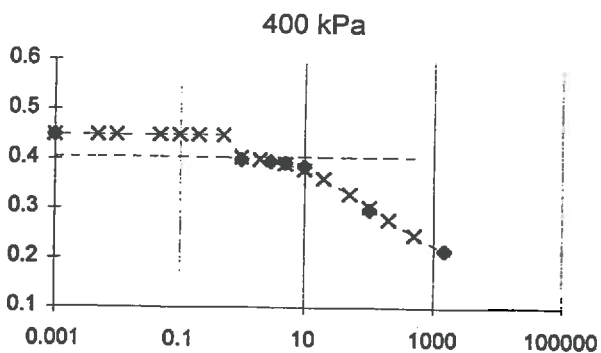
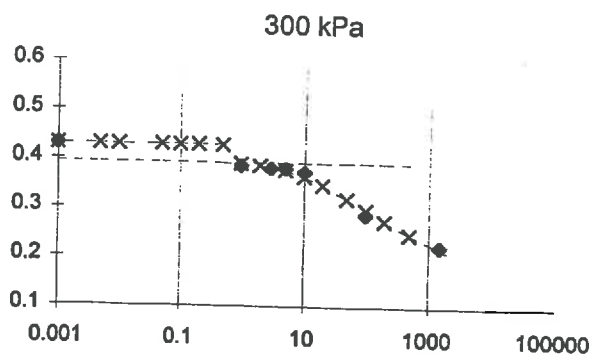
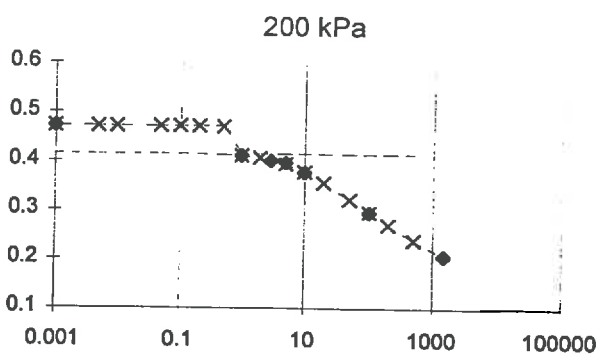
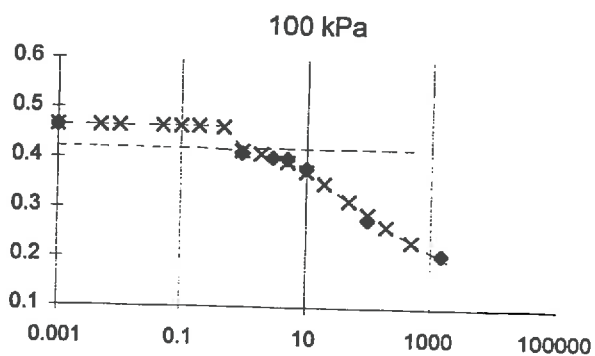
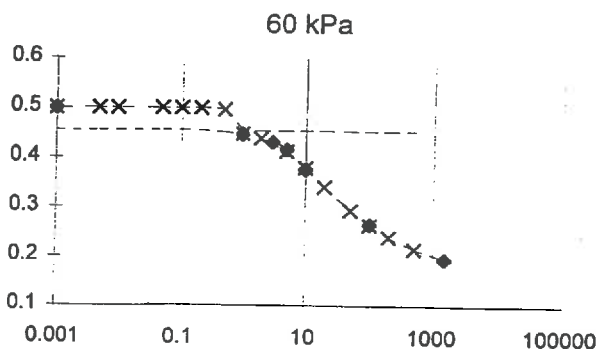
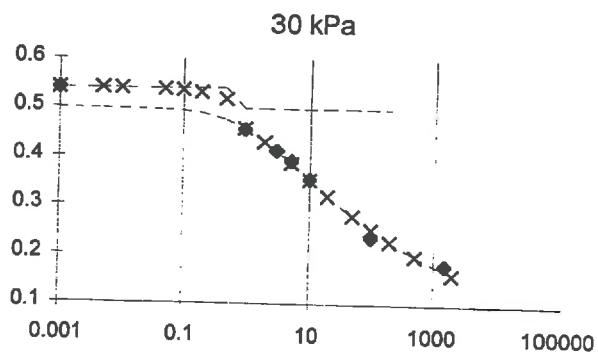
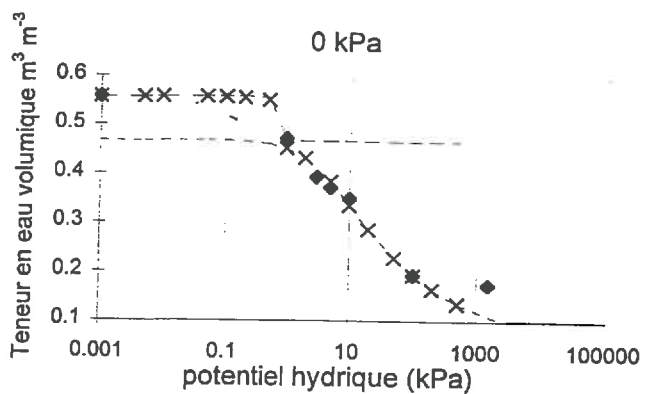
Modélisation des mesures obtenues par la somme de deux équations de van Genuchten pour tourbe blonde pour une teneur en eau volumique initiale de  $0,25 m^3 m^{-3}$ .



Modélisation des mesures obtenues par la somme de deux équations de van Genuchten pour tourbe blonde pour une teneur en eau volumique initiale de  $0,35 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ .

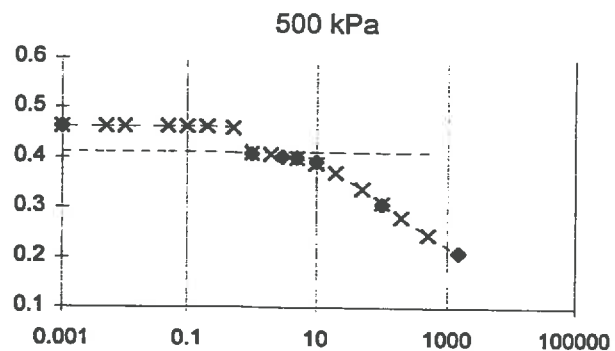
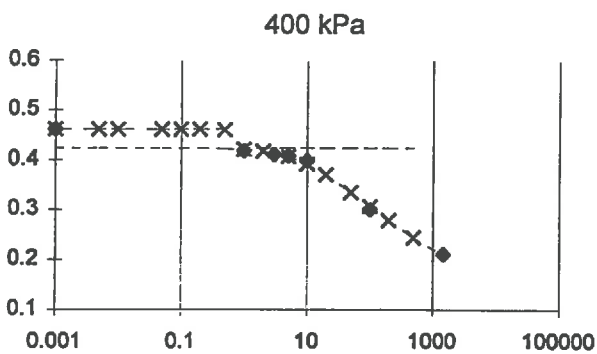
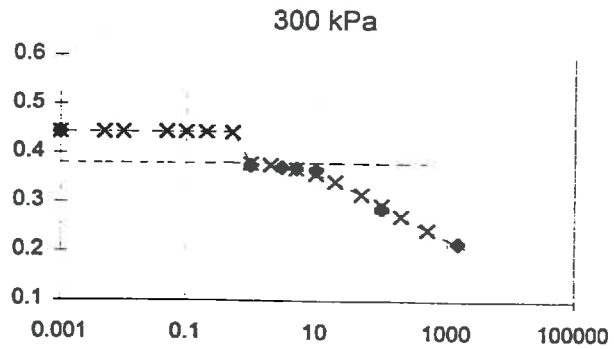
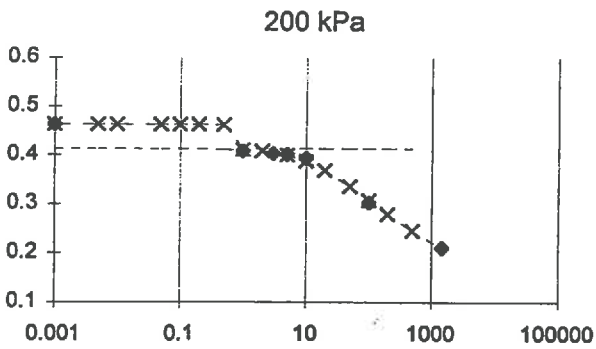
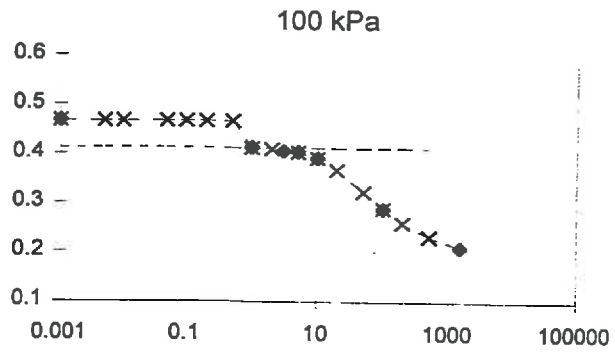
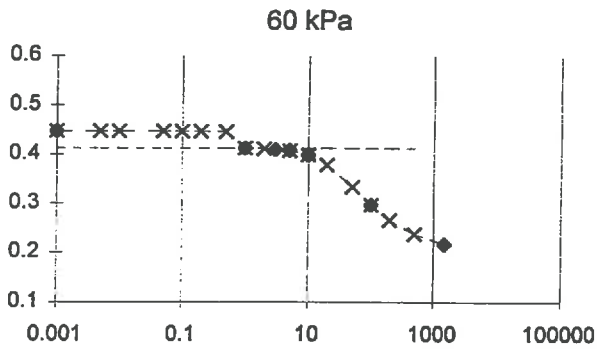
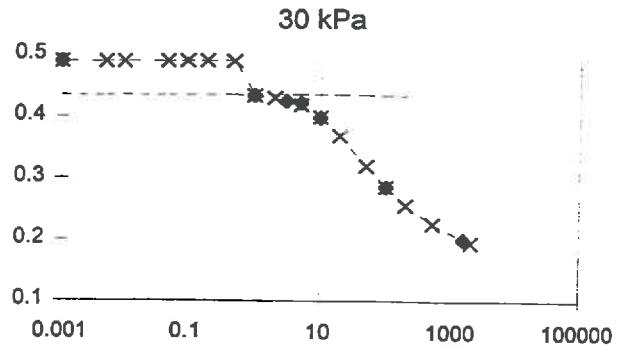
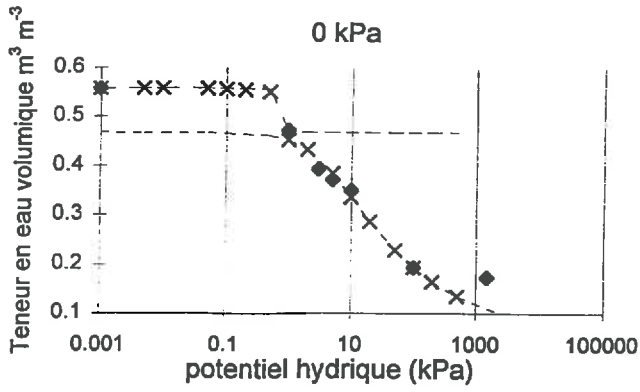


Modélisation des mesures obtenues par la somme de deux équations de van Genutchen pour I20tbl pour une teneur en eau volumique initiale de 0,15 m³ m⁻³.



◆ mesures      × équation 1+2      — — — — — équation 1      - - - - - équation 2

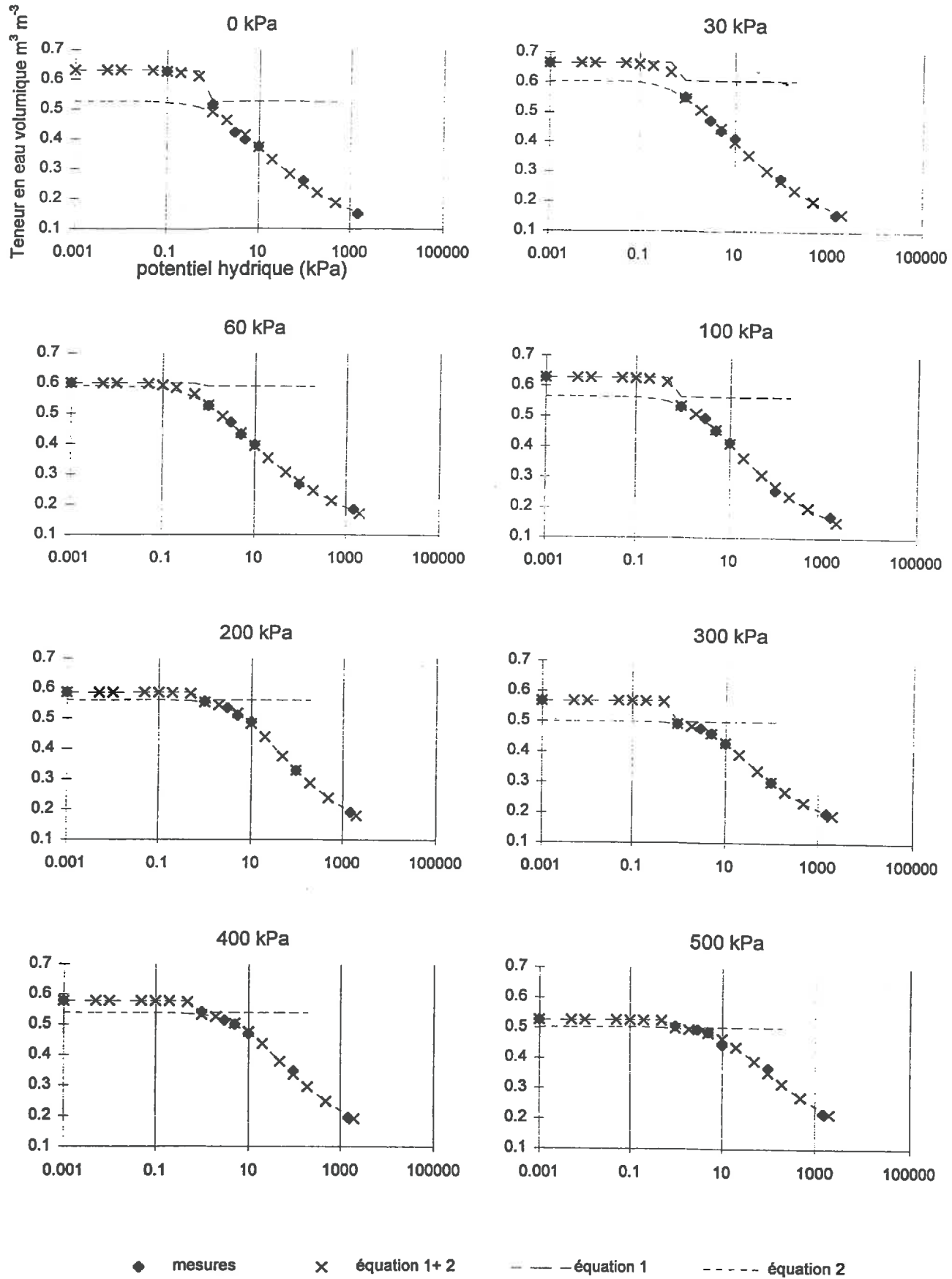
Modélisation des mesures obtenues par la somme de deux équations de van Genuchten pour I20tbl pour une teneur en eau volumique initiale de  $0,25 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ .



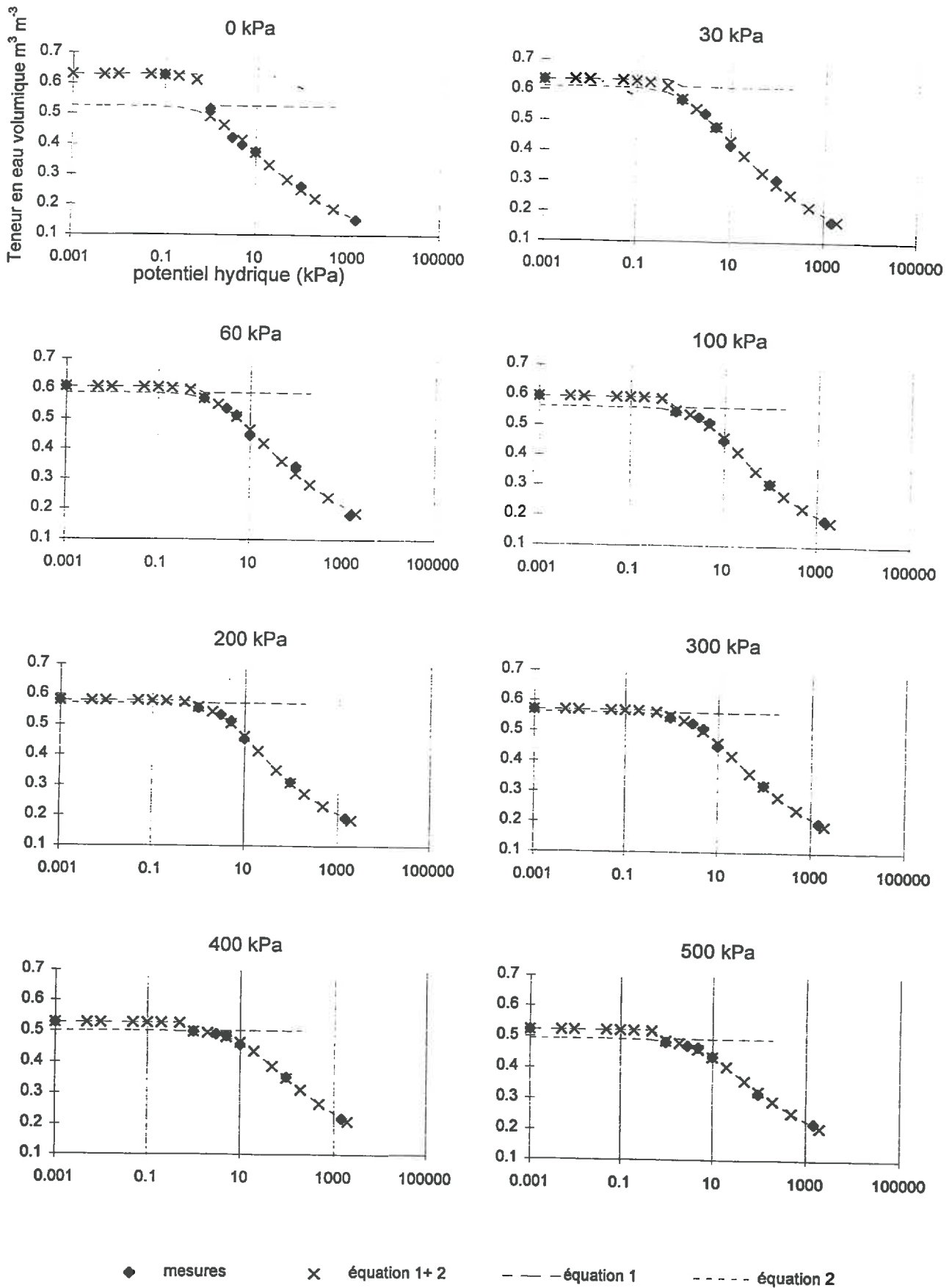
◆ mesures      × équation 1+2      — — — — — équation 1      - - - - - équation 2

Modélisation des mesures obtenues par la somme de deux équations de van Genuchten pour I20tbl pour une teneur en eau volumique initiale de  $0,35 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ .

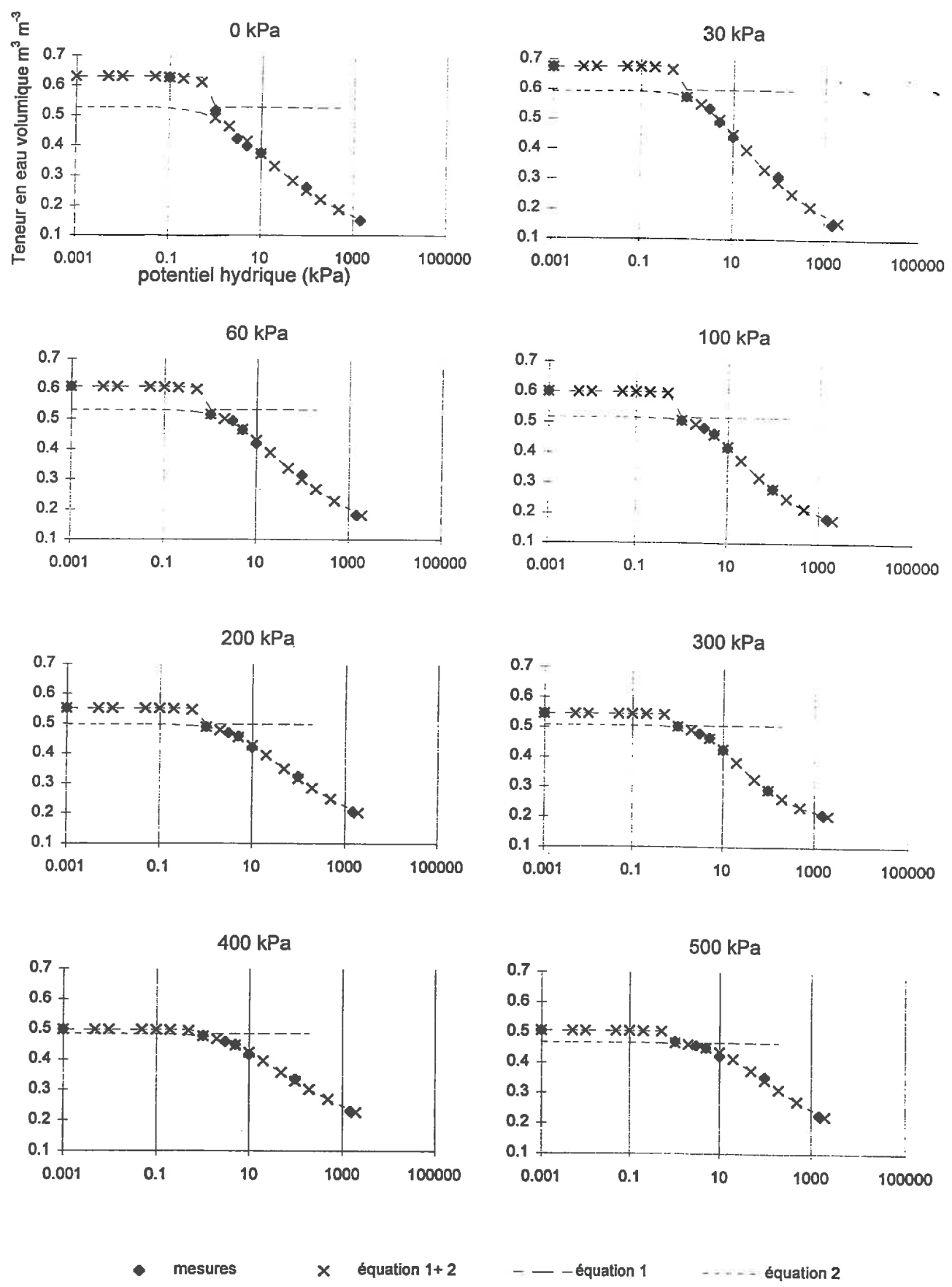




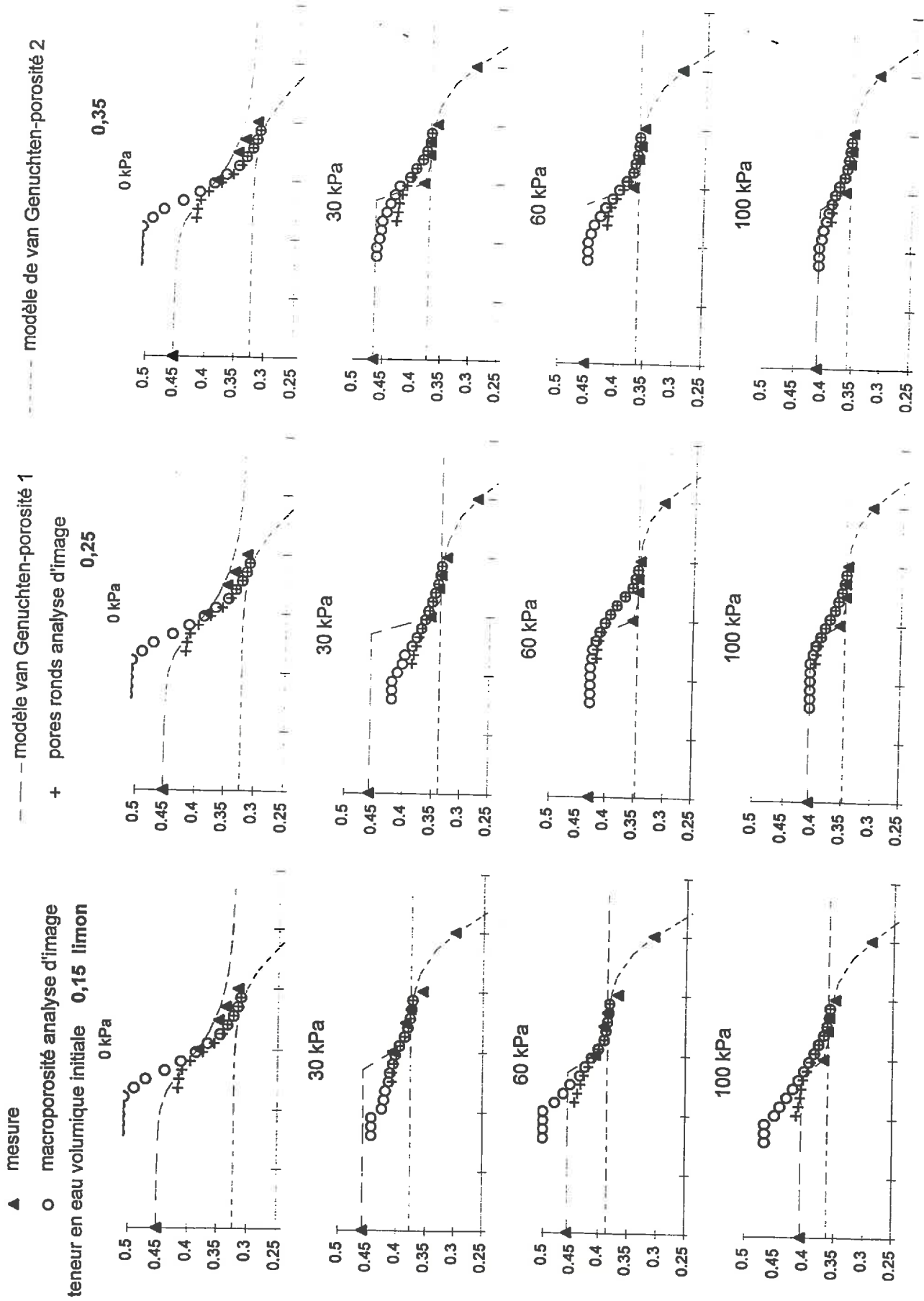
Modélisation des mesures obtenues par la somme de deux équations de van Genuchten pour I40tbi pour une teneur en eau volumique initiale de  $0,15 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ .

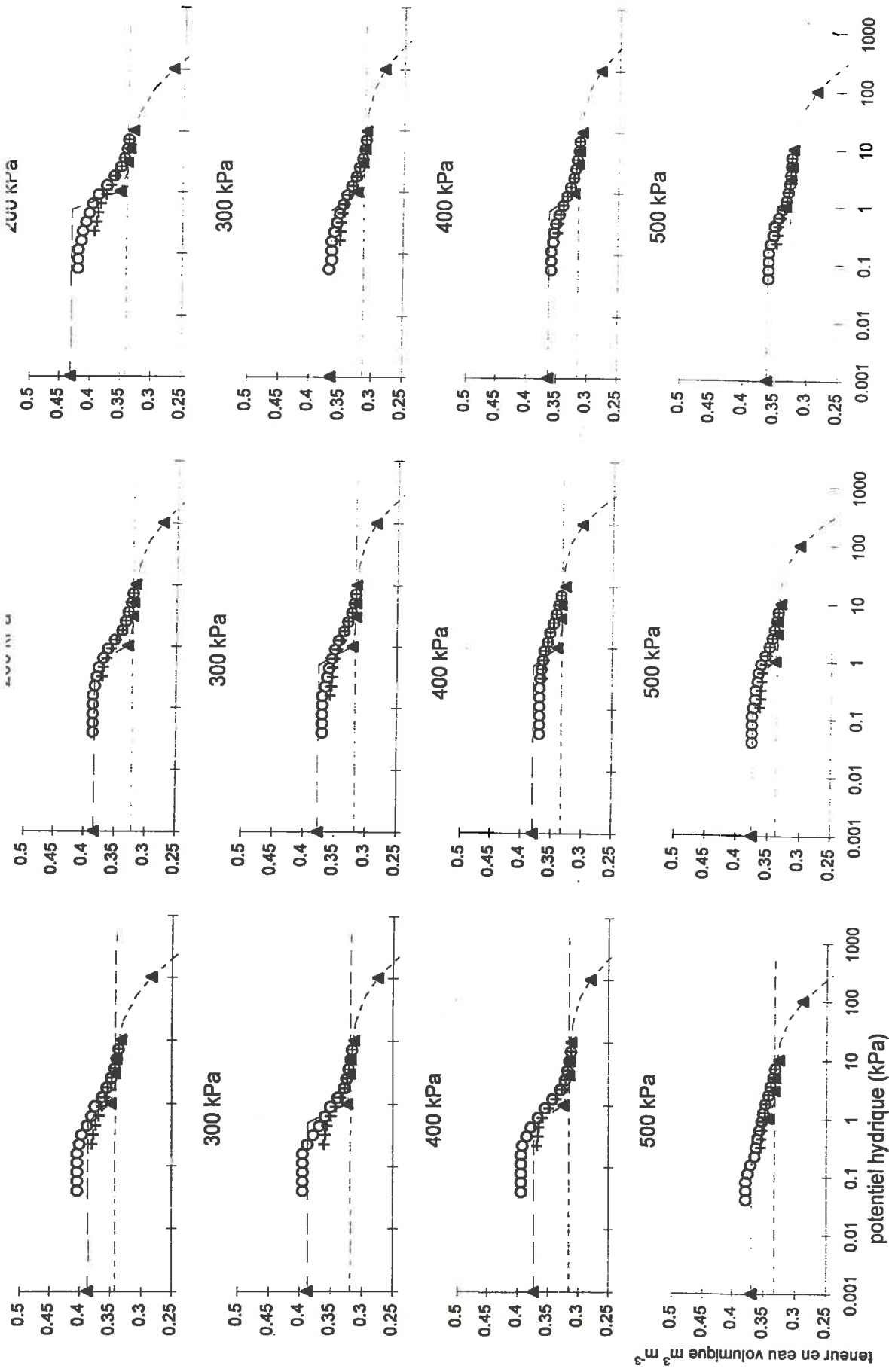


Modélisation des mesures obtenues par la somme de deux équations de van Genuchten pour 140tbi pour une teneur en eau volumique initiale de  $0,25 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ .

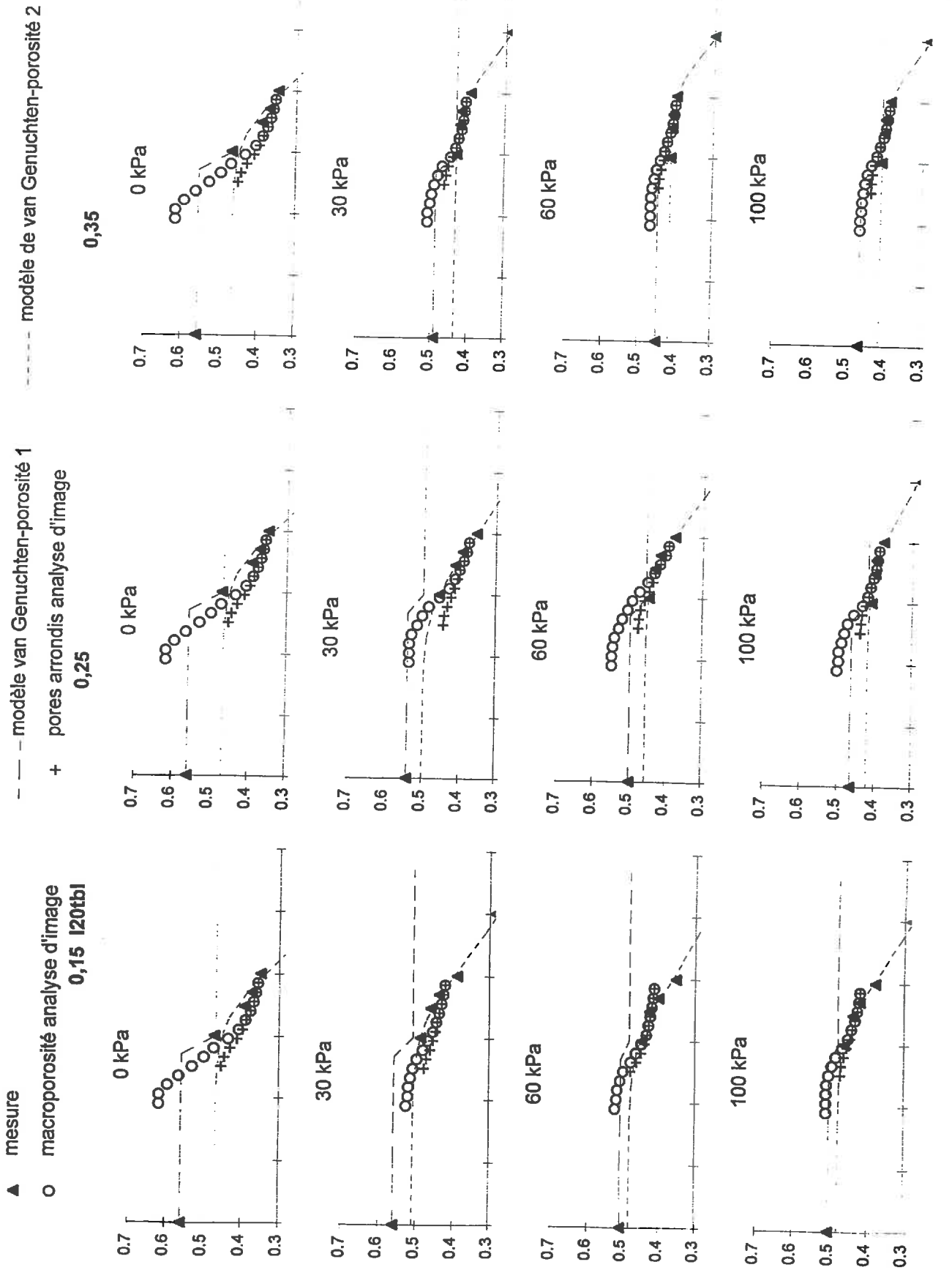


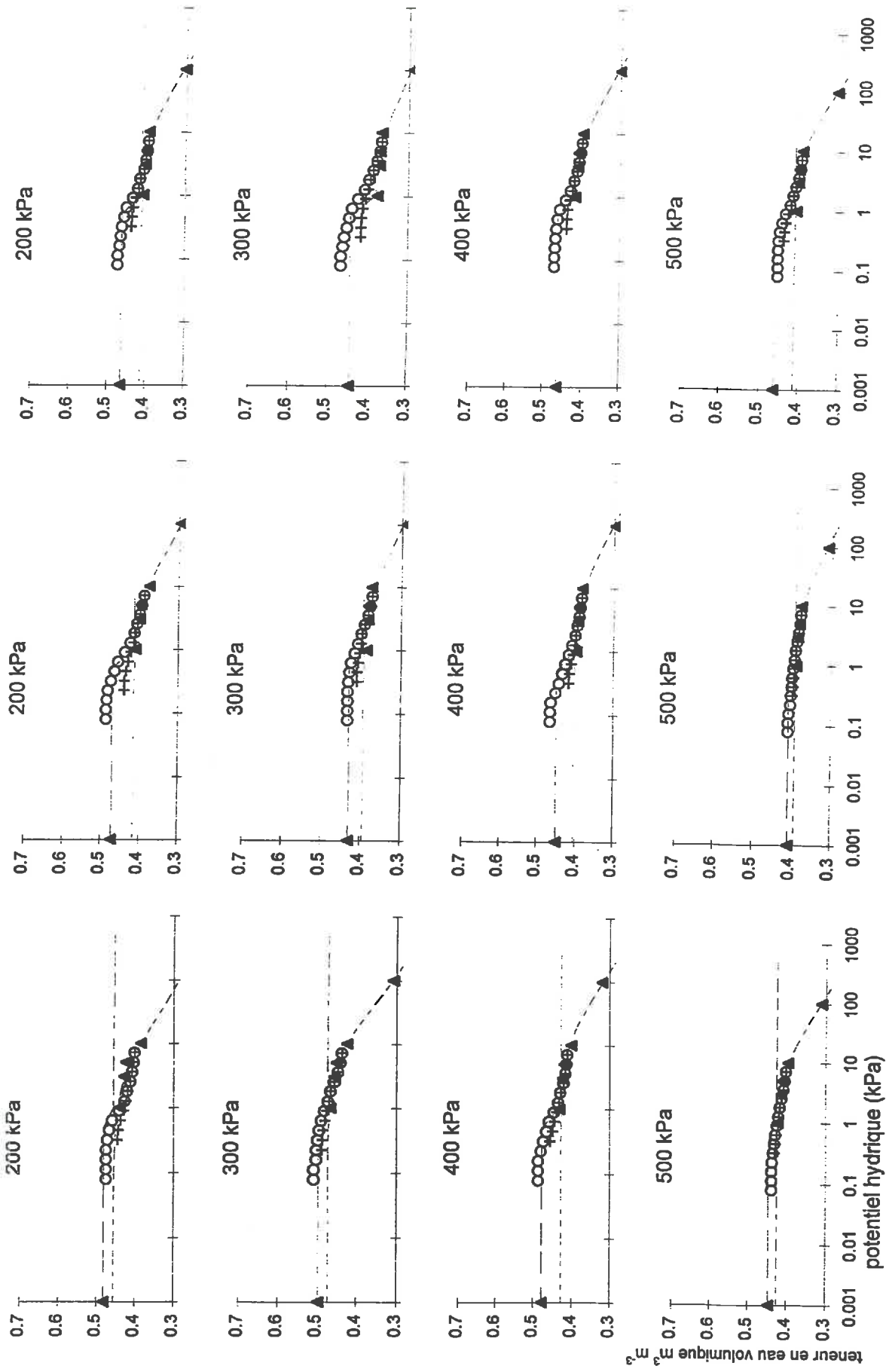
Modélisation des mesures obtenues par la somme de deux équations de van Genuchten pour 140tbi pour une teneur en eau volumique initiale de  $0,35 \text{ m}^3 \text{ m}^{-3}$ .



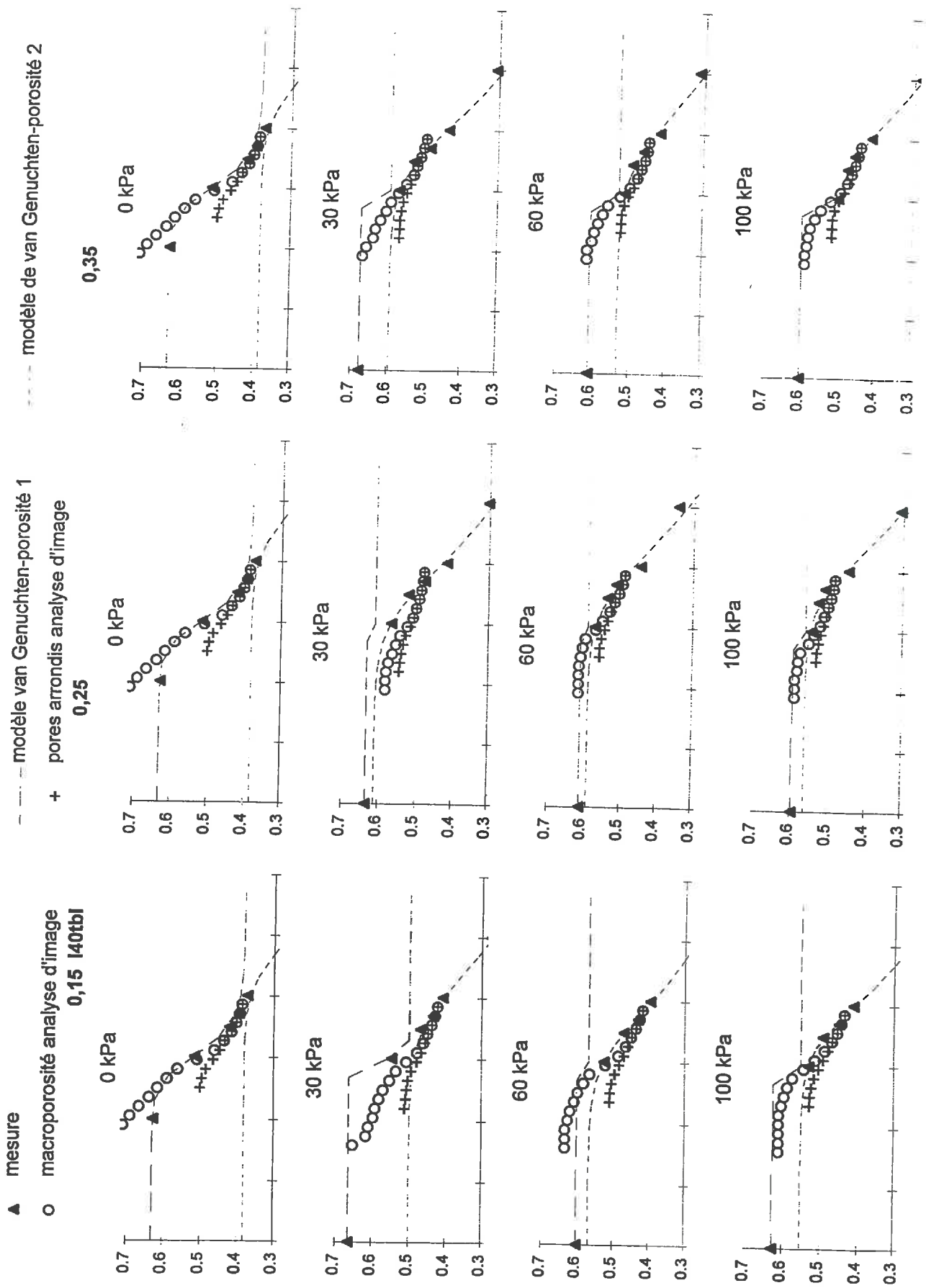


Construction des courbes de rétention en eau du limon à partir de la macroporosité de l'analyse d'image et superposition avec le modèle de van Genuchten ( en fonction de la contrainte appliquée et de la teneur en eau volumique initiale).

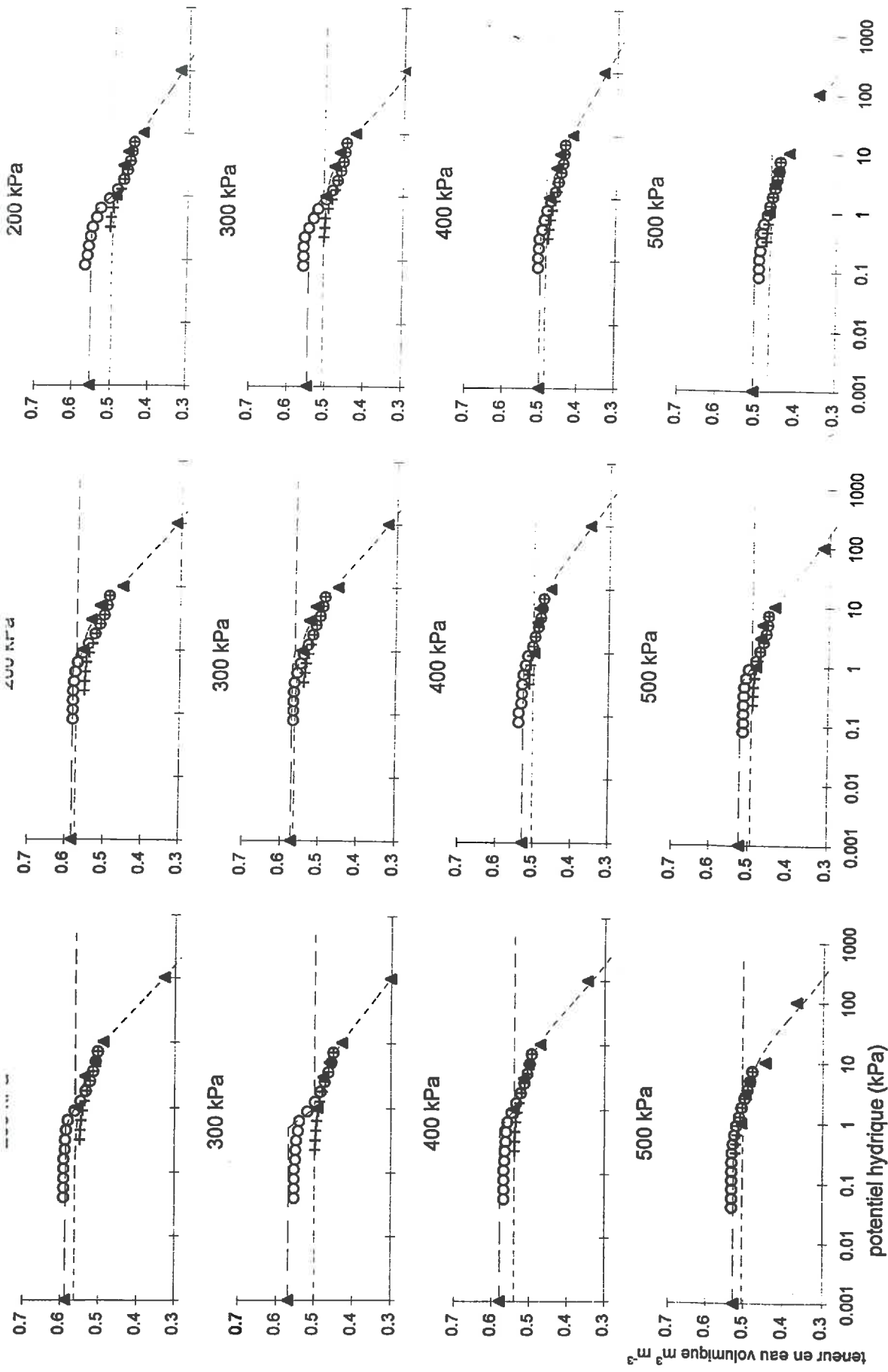




Construction des courbes de rétention en eau de 120tbl à partir de la macroporosité de l'analyse d'image et superposition avec le modèle de van Genuchten ( en fonction de la contrainte appliquée et de la teneur en eau volumique initiale).







Construction des courbes de rétention en eau de I40tbl à partir de la macroporosité de l'analyse d'image et superposition avec le modèle de van Genuchten ( en fonction de la contrainte appliquée et de la teneur en eau volumique initiale).

## LISTE DES SYMBOLES UTILISES

$A$	valeur limite pour un nombre infini de cycles de l'indice de vide
$a$	dimension du grand axe de l'ellipse inscrite dans le pore (m)
$b$	dimension du petit axe de l'ellipse inscrite dans le pore (m)
$C_c$	indice de compression
$C_{c_{oe}}$	indice de compression de l'essai oedométrique
$C_{c_{100}}$	indice de compression de l'essai sous chargements répétés
$C_g$	indice de gonflement
$C_{g_{oe}}$	indice de gonflement de l'essai oedométrique
$C_{g_{100}}$	indice de gonflement de l'essai sous chargements répétés
$C_s$	indice de compression du limon
$C_t$	indice de compression de la tourbe
$c$	rayon de la fissure (m)
$d$	longueur du tube (m)
$E'$	module oedométrique (MPa)
$e$	indice de vide ( $m^3 m^{-3}$ )
$e_0$	indice de vide initial avant chargement
$e_{100r}$	indice de vide du 100 <sup>ème</sup> cycle de chargement après relâchement de 180 s
$e_{oe}$	indice de vide de l'essai oedométrique
$e_{nc}$	indice de vide en fin de chargement du n <sup>ème</sup> cycle
$e_{nr}$	indice de vide en fin de relâchement du n <sup>ème</sup> cycle
$e_{\infty}$	indice de vide pour un nombre infini de cycles de chargement
$e_s^{\sigma}$	indice de vide du limon seul sous le chargement $\sigma$
$e_t^{\sigma}$	indice de vide de la tourbe seule sous le chargement $\sigma$
$e_x^{\sigma}$	indice de vide du mélange $x$ sous le chargement $\sigma$
$f$	facteur de connexion
$K_s$	conductivité hydraulique en conditions saturées ( $ms^{-1}$ )
$k_s^{\sigma}$	coefficient d'interaction de la tourbe dans le limon
$k_t^{\sigma}$	coefficient d'interaction du limon dans la tourbe
$l$	distance entre deux tubes ou entre deux fissures (m)
I20tbl	limon mélangé avec 20% en volume de tourbe blonde
I40tbl	limon mélangé avec 40% en volume de tourbe blonde
$n_0$	nombre de tubes ou de fissures par unité de volume
$p_c$	seuil de percolation
pF	potentiel d'énergie libre
$R_{100}$	relâchement relatif après 100 cycles de compression

$R_{100 \text{ sat}}$	relâchement relatif après 100 cycles de compression et après imbibition
$r$	rayon de la section d'un tube (m)
$r_1$	rayon moyen de pore de la porosité 1 de van Genuchten (m)
$r_2$	rayon moyen de pore de la porosité 2 de van Genuchten (m)
$r_m$	rayon hydraulique moyen (m)
$r^2$	coefficient de détermination
$S_r$	degré de saturation
tbl	tourbe blonde
$V_s$	volume du solide limon (m <sup>3</sup> )
$V_t$	volume du solide tourbe (m <sup>3</sup> )
$w$	demi ouverture d'une fissure (m)
$x$	taux volumique apparent de tourbe introduite initialement dans le mélange
$1/\alpha_1$	potentiel hydrique correspondant à la vidange des pores de rayon $r_1$ (kPa)
$1/\alpha_2$	potentiel hydrique correspondant à la vidange des pores de rayon $r_2$ (kPa)
$\Delta e_{100}$	déformation irréversible du 100 <sup>ième</sup> cycle de chargement
$\Delta e_{\infty}$	déformation irréversible après un nombre infini de cycles de chargement
$\Sigma e_{100}$	variation absolue de la déformation réversible du 100 <sup>ième</sup> cycle
$\Sigma e_{\infty}$	variation absolue de la déformation réversible pour un nombre infini de cycle
$\delta e_0$	déformation réversible du 1 <sup>er</sup> cycle de chargement
$\delta e_{100}$	déformation réversible du 100 <sup>ième</sup> cycle de chargement
$\delta e_n$	déformation réversible du n <sup>ième</sup> cycle de chargement
$\delta e_{\infty}$	déformation réversible après un nombre infini de cycles de chargement
$\phi$	porosité
$\phi_1$	porosité 1 de van Genuchten
$\phi_c$	porosité au seuil de percolation
$\phi_{\text{eff}}$	porosité efficace
$\eta_w$	viscosité de l'eau (Pa s)
$\kappa$	perméabilité intrinsèque (m <sup>2</sup> )
$\theta$	teneur en eau volumique (m <sup>3</sup> m <sup>-3</sup> )
$\theta_i$	teneur en eau volumique initiale (m <sup>3</sup> m <sup>-3</sup> )
$\rho_s$	masse volumique du solide (10 <sup>3</sup> kg m <sup>-3</sup> )
$\rho_w$	masse volumique de l'eau (10 <sup>3</sup> kg m <sup>-3</sup> )
$\sigma$	pression de chargement (kPa)
$\tau$	tortuosité du milieu
$\tau_1$	tortuosité de la porosité 1 de van Genuchten

## TABLE DES MATIERES

AVANT PROPOS	3
SOMMAIRE	5
INTRODUCTION	7
<b>PREMIERE PARTIE - COMPRESSION DES SOLS : DONNEES BIBLIOGRAPHIQUES ET PROTOCOLES EXPERIMENTAUX</b>	
<b>CHAPITRE 1 - COMPRESSION DES SOLS : ASPECTS THEORIQUES</b>	
<b>1.1 QUELQUES ASPECTS THEORIQUES SUR LES MILIEUX CONTINUS DEFORMABLES</b>	<b>15</b>
1.1.1 Notions de contrainte et de déformation	15
1.1.1.1 Notion de contrainte - Tenseur de contrainte	15
1.1.1.2 Notion de déformation - Tenseur de déformation	19
1.1.2 Notions d'élasticité et de plasticité	19
1.1.2.1 Déformation élastique	19
1.1.2.2 Notion de plasticité	23
1.1.3 Relations contrainte-déformation	23
<b>1.2 LA COMPRESSION DES SOLS</b>	<b>24</b>
1.2.1 Relations contrainte-déformation dans les sols	24
1.2.2 Postulat de Terzaghi	25
1.2.3 Consolidation du sol	27
1.2.3.1 Courbe de tassement en fonction du temps	29
1.2.3.2 Courbe oedométrique ou de compressibilité	29
1.2.4 Etude des déformations réversibles et irréversibles	31
<b>1.3 MODELISATION DE LA COMPRESSION</b>	<b>33</b>
1.3.1 Modèle de Boussinesq	35
1.3.2 Modèle de consolidation	36
1.3.3 Modèle de comportement sous essais à chargements répétés	38
<b>1.4 CONCLUSION</b>	<b>40</b>

<b>CHAPITRE 2 - NATURE DES SOLS ET SENSIBILITE A LA COMPRESSION</b>	
<b>2.1 LES FACTEURS DE LA DEFORMATION DES SOLS</b>	<b>43</b>
2.1.1 Définition des paramètres caractéristiques du sol	45
2.1.2 Influence des constituants du sol	45
2.1.2.1 Influence des constituants minéraux	45
2.1.2.2 Influence de la matière organique	47
2.1.3 Influence de la structure initiale de l'échantillon	49
2.1.4 Influence de la teneur en eau initiale	51
2.1.5 Influence de la contrainte appliquée	53
2.1.5.1 Influence de l'intensité de la contrainte	53
2.1.5.2 Influence de la répétition d'une contrainte	55
2.1.5.3 Influence des opérations culturales	55
<b>2.2 LES CONSEQUENCES DE LA DEFORMATION</b>	<b>57</b>
2.2.1 Modifications des propriétés physiques	57
2.2.1.1 Modifications de l'espace poral	59
2.2.1.2 Modifications de la capacité de rétention en eau	59
2.2.1.3 Modifications de la perméabilité	59
2.2.1.4 Modifications de la diffusion gazeuse	61
2.2.2 Modifications des propriétés agronomiques	61
2.2.2.1 Modifications des biopores	61
2.2.2.2 Modifications du développement racinaire	63
2.2.2.3 Modifications du rendement	63
<b>2.3 CONCLUSION</b>	<b>64</b>
<b>CHAPITRE 3 - PROTOCOLES EXPERIMENTAUX</b>	
<b>3.1 MATERIAUX</b>	<b>67</b>
3.1.1 Limon argileux de Villecresnes.	67
3.1.1.1 Origine et préparation	67
3.1.1.2 Caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques	69
3.1.2 Matière organique : tourbe blonde	71
3.1.3 Réalisation des mélanges	71
3.1.4 Caractéristiques hydriques des produits purs et de leurs mélanges	73
<b>3.2 COMPRESSION DES ECHANTILLONS</b>	<b>75</b>
3.2.1 Compression dynamique	75
3.2.2 Compression statique	77
3.2.2.1 Préparation des échantillons	77
3.2.2.2 Appareillage	79

3.2.2.3 Essai de cyclage par des chargements répétés	81
3.2.2.4 Essai de type oedométrique	83
3.3 CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE EN CONDITIONS SATUREES	85
3.4 ANALYSE D'IMAGES	87
3.4.1 Préparation des échantillons	87
3.4.1.1 Echange eau-acétone	89
3.4.1.2 Imprégnation	89
3.4.2 Acquisition et traitement des images	90
3.4.2.1 Acquisition des images	90
3.4.2.2 Traitement des images	91
3.5 PROTOCOLE GENERAL	95

## DEUXIEME PARTIE - COMPRESSION DES MELANGES TERREUX : RESULTATS

### INFLUENCE DE LA TENEUR EN EAU VOLUMIQUE NITIALE ET DE L'INTENSITE DE LA PRESSION DE CHARGEMENT

#### CHAPITRE 4 - DEFORMATIONS SOUS CONTRAINTES MECANQUES DES MELANGES LIMON-TOURBE

4.1 LES DEFORMATIONS SOUS ESSAI PROCTOR	99
4.2 LES DEFORMATIONS SOUS CHARGEMENTS REPETES	103
4.2.1 Influence du nombre de cycles	103
4.2.1.1 Présentation des résultats	103
4.2.1.2 Etude des déformations permanentes	105
4.2.1.3 Etude des déformations réversibles	108
4.2.1.4 Conclusion	111
4.2.2 Influence de la teneur volumique en tourbe	113
4.2.3 Influence de la teneur en eau volumique initiale	115
4.2.3.1 Présentation des résultats	115
4.2.3.2 Compression et taux de saturation	116
4.2.3.3 Indice de compression et taux de saturation	119
4.2.4 Relâchement des matériaux et gonflement libre sous imbibition	119
4.2.4.1 Relâchement relatif $R_{100}$	121
4.2.4.2 Relâchement relatif $R_{100sat}$ après réhydratation	121
4.2.4.3 Détermination du module oedométrique $E'$	123
4.3 LES DEFORMATIONS SOUS ESSAI DE TYPE OEDOMETRIQUE	125
4.3.1 Comparaison de l'indice de vide de l'essai oedométrique ( $e_{oe}$ ) et de ( $e_{100}$ )	125
4.3.2 Comparaison des indices de compression et de gonflement	126

4.4 CONCLUSION	128
CHAPITRE 5 - PROPRIETES HYDRODYNAMIQUES DES MELANGES LIMON-TOURBE	
5.1 INFLUENCE DE L'INTENSITE DE LA CONTRAINTE APPLIQUEE ET DE LA TENEUR EN EAU VOLUMIQUE INITIALE	131
5.1.1 Tourbe blonde	131
5.1.2 Limon et mélanges terreux	133
5.1.3 Comparaison des matériaux entre eux	133
5.2 INFLUENCE DE L'INDICE DE VIDE FINAL	135
5.3 CONCLUSION	136
CHAPITRE 6 - POROSITE DES MELANGES LIMON-TOURBE	
6.1 POROSITE ET PRELEVEMENT	139
6.2 CARACTERISATION DE LA POROSITE A PARTIR DES COURBES DE RETENTION EN EAU	141
6.3 EVOLUTION DE LA MACROPOROSITE ET DE LA MICROPOROSITE	141
6.3.1 Evolution de la macroporosité	143
6.3.2 Evolution de la microporosité	143
6.4 CONCLUSION	144
CHAPITRE 7 - DESCRIPTION MORPHOLOGIQUE DE L'ESPACE PORAL PAR ANALYSE D'IMAGE	
7.1 METHODE DE CARACTERISATION DE LA MACROPOROSITE	149
7.2 DESCRIPTION DE LA MACROPOROSITE	153
7.2.1 Nombre total de macropores	153
7.2.2 Forme des pores	153
7.3 ANALYSE DETAILLEE DE LA MACROPOROSITE	155
7.3.1 Analyse de la distribution des tailles des pores	155
7.3.2 Analyse de la distribution des formes des pores	157
7.3.3 Analyse de l'orientation des pores	161
7.4 COMPARAISON DE LA MACROPOROSITE DE L'ANALYSE D'IMAGE AVEC LES AUTRES VALEURS DE POROSITE	163
7.5 CONCLUSION	164

## TROISIEME PARTIE - ORGANISATION ET FONCTIONNEMENT HYDRODYNAMIQUE DES MELANGES TERREUX

### CHAPITRE 8 - MODELE DE MELANGE : INTERACTION LIMON-TOURBE

8.1 DONNEES GENERALES	169
8.2 HYPOTHESES DES MODELES DE MELANGE	170
8.2.1 modèle d'addition sans interaction	170
8.2.2 modèle de double interaction	170
8.3 RESULTATS	173
8.4 CONCLUSION	175

### CHAPITRE 9 - FONCTIONNEMENT HYDROSTATIQUE : MODELISATION ETCARACTERISATION A PARTIR DE L'ANALYSE D'IMAGE

9.1 CARACTERISATION DE LA POROSITE A PARTIR DU MODELE DE VAN GENUCHTEN	
9.1.1. Modèle de van Genuchten.	177
9.1.1.1 Théorie	177
9.1.1.2. Rayon de pore équivalent maximal	181
9.1.2. Résultats	184
9.1.2.1 Détermination des porosités	184
9.1.2.2. Caractérisation de la distribution de pores à partir des équations de van Genuchten	186
9.2 MACROPOROSITE : ANALYSE D'IMAGE ET RETENTION EN EAU	190
9.2.1 Construction d'une courbe de rétention en eau à partir des classes de taille de pores	190
9.2.2 Comparaison des courbes de rétention en eau	193
9.3 CONCLUSION	194

### CHAPITRE 10 - FONCTIONNEMENT HYDRODYNAMIQUE EN CONDITIONS SATUREES : MODELISATION ET CARACTERISATION A PARTIR DE L'ANALYSE D'IMAGE

10.1 THEORIE DU FONCTIONNEMENT HYDRODYNAMIQUE	197
10.1.1. Comportement dynamique de l'eau en conditions saturées : <i>loi de Darcy</i>	197
10.1.2. Ecoulements dans un tube capillaire saturé : <i>loi de Poiseuille</i>	198
10.2 APPROCHE DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE A SATURATION : MODELES DE PERMEABILITE	199
10.2.1 Conductivité hydraulique à saturation due à une pore de rayon unique, rectiligne ou tortueux	199
10.2.2 Rayon de pore équivalent maximal	201
10.2.3 Modèle de rayon hydraulique (Kozeny-Carman)	201



10.2.4. Modèles de tubes ou de fissures connectés	202
10.2.4.1 Statistique appliquée au modèle de tubes et fissures (Guéguen et Dienes (1989))	203
10.2.4.2 Concept de percolation	204
10.2.5 Conclusion	209
10.3 RESULTATS DE PERMEABILITE	211
10.3.1 A partir des modèles de tubes rectilignes ou tortueux	211
10.3.1.1 Rayon de pore équivalent $r_1$ et $r_2$	211
10.3.1.2 Rayon hydraulique $r_m$	211
10.3.1.3 Comparaison des valeurs de tortuosité	213
10.3.2 A partir des modèles de tubes et fissures	214
10.3.2.1 Paramètres d'entrée obtenus par analyse d'image	214
10.3.2.2 Ajustement du seuil de percolation $p_c$	216
10.3.2.3 Facteur de connexion	219
10.3.2.4 Porosité efficace pour la perméabilité	221
10.4 CONCLUSION	223
CONCLUSION GENERALE	227
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	233
ANNEXES	247
Annexe 1 - Comparaison des incidences de vide des essais sous chargements constants et sous chargements répétés	248
Annexe 2 - Distribution des classes de surface de pores	253
Annexe 3 - Distribution des classes de formes de pores	256
Annexe 4 - Orientation des pores allongés	263
Annexe 5 - Courbes de rétention en eau et modèle de van Genuchten	267
Annexe 6 - Construction des courbes de rétention en eau à partir de la macroporosité obtenue par analyse d'image	283
LISTE DES SYMBOLES UTILISES	289
TABLE DES MATIERES	291

## **RESUME**

Le comportement mécanique d'un limon argileux, seul ou en mélange volumique avec 20% ou 40% de tourbe blonde est étudié pour différentes humidités initiales. Les matériaux sont soumis à 100 cycles de chargement-relâchement et des pressions de chargement de 30 à 500 kPa. Une fonction simple permet de représenter correctement la variation d'indice de vide sur les 80 derniers cycles et d'estimer une valeur limite de tassement pour un nombre de cycles infini. L'utilisation d'un modèle de mélange permet de proposer des hypothèses d'interaction entre les composants en fonction de la teneur en eau initiale. L'ajout de 20% et 40% de tourbe améliore l'indice de vide du limon compressé à 500 kPa de respectivement 55% et 115% pour les fortes humidités initiales. Cependant cet ajout augmente l'indice de compression des mélanges tant que les conditions sont non saturées. L'effet de la tourbe blonde sur l'organisation de l'espace poral des mélanges a été qualifiée et quantifiée par analyse d'image. La tourbe augmente la porosité surfacique des classes moyennes de pores (0,04 à 2,5 mm<sup>2</sup>) qui sont constituées encore de pores allongés et de pores interconnectés après 500 kPa de chargement. Les propriétés hydrostatiques des mélanges ont été interprétées à partir de l'approche semi-empirique de van Genuchten. Le concept de percolation associé à une approche statistique de la porosité a été utilisé pour modéliser le fonctionnement hydrodynamique des mélanges. L'ajustement du modèle de fissures à partir des variables de l'analyse d'image et de la porosité a permis de retrouver des valeurs du seuil de percolation  $p_c$  voisines de celles obtenues classiquement avec un réseau de Bethe. La porosité efficace pour la circulation de l'eau a été calculée. L'organisation de l'espace poral en 2 dimensions obtenu par analyse d'image est apparu comme suffisamment précis pour reconstruire un espace poral à 3 dimensions et expliquer le fonctionnement hydrostatique et hydrodynamique des mélanges.

**néoluvisol / tourbe / propriétés mécaniques / porosité / fonctionnement hydrodynamique**

## **ABSTRACT**

**The organization and hydrodynamic behaviour of silty clay loam / peat moss mixtures ; mechanical properties under cyclic compression.**

The mechanical properties of a silty clay loam, on its own or amended with 20% or 40% by volume of sphagnum peat, are studied at different water content levels. Cyclic uniaxial compression tests, from 30 to 500 kPa, are applied. Void ratios of the last 80 cycles are well represented by a simple model which proposes a limit value for an infinity of cycles. A mixture model is used for studying soil and peat interaction for different water conditions. The void ratio of moist or very moist silty clay loam, compressed at 500 kPa, is increased to about 55% and 115% respectively for 20% and 40% peat content. As long as the mix is not saturated, the addition of peat increases the compression index. The influence of the peat in the pore space morphology is observed by image analysis. After 500 kPa, the porosity of the middle poroid classes (0.04 to 2.5 mm<sup>2</sup>) of the mixture, is still constituted of elongated pores and packing pores. The van Genuchten model allows us to characterise the hydrostatic properties. Percolation theory and porosity statistics are used to model permeability. The cracks model, using image analysis variables and porosity, permit the calculation of the threshold probability  $p_c$  which fits well with the classical Bethe lattice value. The porosity efficiency for water circulation is calculated. The use of 2-D poral-space organization, identified by image analysis, allowed us to reconstruct a three-dimensional model from which we could interpret the hydrostatic and hydrodynamic behaviour of the mixture.

**neoluvisol / peat / mechanical properties / porosity / hydrodynamic behaviour**