



**HAL**  
open science

# Modélisation de l'infiltration dans les sols fins compactés : intégration des écoulements préférentiels dans les macropores

Adel Abdallah

► **To cite this version:**

Adel Abdallah. Modélisation de l'infiltration dans les sols fins compactés : intégration des écoulements préférentiels dans les macropores. Sciences de l'ingénieur [physics]. Institut National Polytechnique de Lorraine, 1999. Français. NNT : 1999INPL097N . tel-01749895

**HAL Id: tel-01749895**

**<https://hal.univ-lorraine.fr/tel-01749895v1>**

Submitted on 29 Mar 2018

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

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



## AVERTISSEMENT

Ce document est le fruit d'un long travail approuvé par le jury de soutenance et mis à disposition de l'ensemble de la communauté universitaire élargie.

Il est soumis à la propriété intellectuelle de l'auteur. Ceci implique une obligation de citation et de référencement lors de l'utilisation de ce document.

D'autre part, toute contrefaçon, plagiat, reproduction illicite encourt une poursuite pénale.

Contact : [ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr](mailto:ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr)

## LIENS

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 122. 4

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 335.2- L 335.10

[http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg\\_droi.php](http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg_droi.php)

<http://www.culture.gouv.fr/culture/infos-pratiques/droits/protection.htm>

136049 3900

99 INPL 097 N

INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE  
Ecole Nationale Supérieure de Géologie de Nancy  
Laboratoire Environnement, Géomécanique & Ouvrages  
Ecole doctorale PROMEMA

[M] 1999 ABDALLAH, A.

## THESE

présentée à l'Institut National Polytechnique de Lorraine  
en vue de l'obtention du grade de

**DOCTEUR DE L'I.N.P.L.**  
**Spécialité : Génie Civil - Hydrosystèmes - Géotechnique**

par

*Adel ABDALLAH*

**MODELISATION DE L'INFILTRATION DANS LES  
SOLS FINS COMPACTES :  
Intégration des Ecoulements Préférentiels dans les  
Macropores**

Soutenue Publiquement le 27 Octobre 1999 devant la Commission d'Examen

Composition du jury :

M.	J.-P.	TISOT	<i>Président</i>
M.	Ph.	ACKERER	<i>Rapporteur</i>
M.	B.	CAMBOU	<i>Rapporteur</i>
M.	Ch.	DUQUENNOI	<i>Examinateur</i>
Mme	F.	MASROURI	<i>Directeur de thèse</i>





## RESUME :

Afin d'étudier l'intégration des écoulements préférentiels à travers les macropores observés dans les sols fins compactés, 3 approches de modélisation différentes sont développées. La première est celle d'un milieu homogène dont les propriétés hydrodynamiques sont décrites par la formulation de Van Genuchten & Mualem. La deuxième est basée sur le concept de la double porosité où la matrice du sol et les macropores sont traités comme deux domaines d'écoulement présentant des propriétés hydrauliques différentes, et un terme d'échange décrit leur interaction. La troisième suppose que la distribution dimensionnelle de la porosité du sol et par conséquent, les courbes de rétention et de conductivité hydraulique suivent des lois bimodales également décrites par la formulation de Van Genuchten & Mualem. Pour chacune de ces approches, un modèle direct simulant l'infiltration verticale et une procédure d'identification des paramètres par la méthode inverse sont présentés. Les résultats des simulations d'essais d'infiltration au laboratoire sont confrontés aux données expérimentales. Il en ressort que le concept de la double porosité, bien qu'il fournisse une description plus réaliste du processus d'infiltration dans les sols macroporeux, montre ses limites d'applicabilité étant donné que l'estimation de ses paramètres s'avère complexe. Les approches plus pragmatiques, basées sur l'intégration de l'effet hydraulique des macropores dans les propriétés hydrodynamiques du sol à travers les lois unimodale et bimodale, se sont montrées plus intéressantes. Les résultats de l'estimation des paramètres pour ces 2 approches, suggèrent que la distribution dimensionnelle des pores dans les sols fins compactés, varie entre les lois unimodale et bimodale et ce, en fonction de la teneur en eau et du mode de compactage.

## ABSTRACT :

In order to investigate the integration of preferential flow through macropores observed in compacted fine-textured soils, 3 different modeling approaches are developed. The first considers a homogeneous medium whose hydraulic properties are described by the Van Genuchten & Mualem's formulation. The second is based on the double-porosity concept where the soil matrix and the macropores are treated as two different flow-domains presenting different hydraulic parameters and an exchange equation takes into account the interaction mechanism. The third assumes that the pore-size distribution and consequently, the water retention and hydraulic conductivity curves follow bimodal laws also described by Van Genuchten & Mualem's formulation. For each one of these approaches, a direct model simulating the vertical infiltration and an inverse procedure for parameter estimation are presented. The simulations of laboratory infiltration tests are confronted with the experimental data. This reveals that the double-porosity concept, while providing a more realistic description of the infiltration process in macroporous soils, is limited in practice, since the two-domain parameters' estimation is shown to be complex. The more pragmatic approaches based on the integration of macropores' effect in the soil hydraulic properties through unimodal and bimodal functions are shown to be more interesting. The parameter estimates obtained for these 2 approaches suggest that the pore-size distribution of compacted fine-textured soils varies between unimodal and bimodal laws depending on initial water-content and compaction procedure.



## **AVANT PROPOS :**

Les travaux qui font l'objet de ce mémoire de thèse ont été réalisés à Nancy, au Laboratoire Environnement, Géomécanique et Ouvrages de l'ENSG. Je tiens tout d'abord, à remercier Madame Françoise HOMAND, Professeur à l'INPL et Responsable du site LAEGO-ENSG, ainsi que l'ensemble des enseignants, chercheurs, thésards et autres permanents du LAEGO pour leur accueil et leur soutien amical durant ces années de travail.

Madame Farimah MASROURI, Professeur à l'INPL et Directeur de thèse, a été à l'origine de ce travail. J'ai pu profiter de son expérience et de ses connaissances et apprécier ses conseils et ses encouragements. Je lui exprime toute ma reconnaissance.

Je remercie tout particulièrement Monsieur Jean-Paul TISOT, Professeur à l'INPL et Directeur de L'ENSG, pour ses conseils précieux et ses critiques constructives lors de la rédaction de ce mémoire.

J'exprime ma profonde gratitude à Messieurs Philippe ACKERER, Chargé de Recherche à l'IMF de Strasbourg, et Bernard CAMBOU, Professeur à L'Ecole Centrale de Lyon, pour l'honneur qu'ils me font en acceptant d'être les rapporteurs de ce mémoire ; ainsi qu'à Monsieur Christian DUQUENNOI, Ingénieur de Recherche au CEMAGREF, pour avoir accepté de juger mon travail en participant au Jury.

Je ne saurai oublier tous ceux, parents et amis, qui m'ont apporté leur aide et leur soutien tout au long de ces années de travail.



## PRINCIPALES NOTATIONS :

$k_s$	$[LT^{-1}]$	Conductivité hydraulique saturée
$\theta_s$		Teneur en eau volumique saturée
$\theta_r$		Teneur en eau volumique résiduelle
$S_e$		Degré de saturation effective
$q$	$[L^2T^{-1}]$	Débit surfacique
$\Psi$	$[L]$	Potentiel hydrique du sol
$\theta$		Teneur en eau volumique
$t$	$[T]$	Temps
$z$	$[L]$	Profondeur dans la colonne de sol
$\Delta t$	$[T]$	Pas de discrétisation du temps
$\Delta z$	$[L]$	Pas de discrétisation de la profondeur
$C(\Psi)$	$[L^{-1}]$	Capacité spécifique de rétention de l'humidité
$k(\Psi)$	$[LT^{-1}]$	Conductivité hydraulique non saturée
$k_r(\Psi)$		Conductivité hydraulique relative non saturée
$D(\Psi)$	$[L^2T^{-1}]$	Diffusivité hydraulique
$\theta(\Psi)$		Relation décrivant la courbe de rétention de l'humidité
$I(t)$	$[L]$	Infiltration cumulée à l'instant $t$
$P_a$	$[L^{-1}MT^{-2}]$	Pression de l'air
$\gamma_w$	$[L^{-2}MT^{-2}]$	Poids volumique de l'eau
$g$	$[LT^{-2}]$	Accélération de la pesanteur
$\nu$	$[LMT^{-1}]$	Viscosité cinématique de l'eau
$V$	$[LT^{-1}]$	Vitesse d'écoulement
$O$		Jeu des observations dans le contexte du problème inverse
$P$		Jeu de paramètres à optimiser dans le contexte du problème inverse
$\chi^2(P)$		Fonction objectif calculée avec le jeu de paramètres $P$



# TABLE DES MATIERES :

<b>INTRODUCTION GENERALE</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE I :</b>	
<b>MODELISATION DE L'INFILTRATION DANS LES SOLS NON SATURES</b>	<b>3</b>
<b>1. INTRODUCTION</b>	<b>5</b>
<b>2. ECOULEMENT DANS LES SOLS</b>	<b>5</b>
2.1. Loi de Darcy	5
2.2. Equation de l'écoulement dans les sols saturés	6
2.3. Equation de l'écoulement dans les sols non saturés	6
2.4. Caractéristiques hydrodynamiques des sols	7
2.4.1. Formulation théorique	8
2.4.2. Modèles empiriques	9
2.4.3. Modèles macroscopiques	10
2.4.4. Modèles statistiques	12
<b>3. RESOLUTION DE L'EQUATION D'ECOULEMENT NON SATURE</b>	<b>15</b>
3.1. Différentes formes de l'équation de l'écoulement non saturé	15
3.3. Solutions analytiques	15
3.3.1. Solution de Boltzman	16
3.3.2. Solution de Philip pour l'infiltration verticale	16
3.4. Solutions numériques	17
3.4.1. Discrétisation temporelle	17
3.4.2. Discrétisation spatiale	17
<b>4. ASPECTS DE L'INFILTRATION DANS LES SOLS FINS COMPACTES</b>	<b>18</b>
4.1. Compactage	18
4.2. Effet du compactage sur les caractéristiques hydrodynamiques des sols fins	19
4.3. Mécanisme de l'infiltration dans les couches de sols fins compactés	22
<b>5. MODELISATION DE L'EFFET DES MACROPORES SUR L'ECOULEMENT</b>	<b>23</b>
5.1. Modèles basés sur l'organisation structurelle des macropores	24
5.2. Modèles basés sur la contribution des macropores à l'écoulement	28
<b>6. ESTIMATION DES PARAMETRES DES MODELES PAR LA METHODE INVERSE</b>	<b>35</b>
6.1. Introduction	35
6.2. Techniques de résolution du problème inverse	36
6.2.1. Méthodes directes	36
6.2.2. Méthodes indirectes	36
6.3. Position du problème inverse	36
6.3.1. Identifiabilité de la solution	37
6.3.2. Unicité de la solution	37
6.3.3. Stabilité de la solution	38
6.3.4. Techniques de validation	38
6.4. Utilisation des méthodes inverses dans les sols non saturés	40
<b>7. CONCLUSION</b>	<b>42</b>
<b>CHAPITRE II :</b>	
<b>ETUDE DU PROBLEME DIRECT</b>	<b>45</b>
<b>1. INTRODUCTION</b>	<b>47</b>
<b>2. APPROCHE DU MILIEU HOMOGENE (MH)</b>	<b>48</b>

2.1. Description du modèle	48
2.2. Formulation mathématique	48
2.3. Algorithme de résolution	50
2.4. Simulations numériques	52
2.4.1. Comparaison avec la solution de Philip (1969)	52
2.4.2. Simulation numérique d'essais d'infiltration au laboratoire	55
2.5. Conclusion	62
<b>3. APPROCHE DU MILIEU A DOUBLE CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE (DC)</b>	<b>62</b>
3.1. Description du modèle	62
3.1.1. Ecoulement dans les macropores	62
3.1.2. Mécanisme de l'interaction macropores/micropores	63
3.2. Formulation mathématique	64
3.2.1. Equations de l'écoulement	64
3.2.2. Interaction macropores/micropores	65
3.3. Algorithme de résolution	65
3.4. Simulations numériques	66
3.4.1. Détermination des caractéristiques des macropores	66
3.4.2. Résultats de la simulation de l'essai E1	69
3.5. Conclusion	72
<b>4. APPROCHE DU MILIEU A CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE BIMODALE (CB)</b>	<b>72</b>
4.1. L'approche bimodale	72
4.2. Modèle bimodal de conductivité hydraulique	73
4.3. Algorithme de résolution	74
4.4. Simulations numériques	75
4.4.1. Détermination des paramètres du modèle	75
4.4.2. Résultats de la simulation de l'essai E1	77
4.5. Conclusion	80
<b>5. COMPARAISON DES DIFFERENTES APPROCHES</b>	<b>80</b>
<b>6. CONCLUSION</b>	<b>85</b>

### CHAPITRE III :

<b>ETUDE DU PROBLEME INVERSE</b>	<b>87</b>
<b>1. INTRODUCTION</b>	<b>89</b>
<b>2. Methode numérique d'inversion</b>	<b>89</b>
2.1. Faisabilité de l'estimation	89
2.2. Techniques itératives d'optimisation	90
2.3. Evaluation du gradient	93
2.4. Tests d'arrêt de l'optimisation	94
2.5. Contraintes sur les paramètres	95
<b>3. Application au modèle du milieu homogène</b>	<b>96</b>
3.1. Application à un exemple théorique	96
3.1.1. Faisabilité de l'estimation	96
3.1.2. Résultats de l'estimation	98
3.3. Application aux essais de laboratoire	100
3.4. Conclusion	106
<b>4. Application au modèle à double conductivité hydraulique</b>	<b>106</b>
4.1. Application à un exemple théorique	106
4.1.1. Faisabilité de l'estimation	107
4.1.2. Résultats de l'estimation	109
4.3. Application aux essais de laboratoire	111
4.4. Conclusion	111
<b>5. Application au modèle bimodal</b>	<b>112</b>
5.1. Présentation du modèle bimodal (MB)	112
5.2. Application à un exemple théorique	113
5.2.1. Faisabilité de l'estimation	113



5.2.2. Résultats de l'estimation	116
5.3. Application aux essais de laboratoire	118
5.4. Conclusion	124
<b>7. Discussion des résultats de l'optimisation</b>	<b>124</b>
7.1. Paramètres optimisés	125
7.1.1. Modèle unimodal (MH)	125
7.1.2. Modèle bimodal (MB)	127
7.2. Courbes de rétention de l'humidité	129
7.2.1. Modèle unimodal (MH)	129
7.2.2. Modèle bimodal (MB)	131
7.3. Courbes de conductivité hydraulique	133
7.3.1. Modèle unimodal (MH)	133
7.3.2. Modèle bimodal (MB)	135
<b>8. Conclusion</b>	<b>137</b>
<b>CONCLUSION GENERALE</b>	<b>139</b>
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b>	<b>142</b>
<b>ANNEXE I:</b>	
<b>COURBES EXPERIMENTALES DE RETENTION DE L'HUMIDITE ET DE CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE POUR LES ESSAIS E2 ET E3</b>	<b>151</b>
<b>ANNEXE II :</b>	
<b>RESULTATS DE L'OPTIMISATION DES PARAMETRES POUR LES ESSAIS E2 ET E3</b>	<b>155</b>



# INTRODUCTION GENERALE

L'intérêt grandissant au cours des 3 dernières décennies, que suscitent la protection de l'Environnement et la gestion des risques de pollution liés à l'activité humaine, a incité des chercheurs issus de domaines aussi divers que la Géotechnique, l'Hydrologie, la Physique des sols ou l'Agronomie, à se pencher sur la compréhension des mécanismes de l'écoulement de l'eau et des polluants dans les sols non saturés. Leurs travaux d'abord, basés principalement sur l'expérimentation délicate, longue et coûteuse, s'orientent de plus en plus vers la modélisation, profitant des énormes progrès réalisés depuis, par l'Informatique et les Mathématiques appliquées. Ainsi, les modèles d'écoulement représentent actuellement, des outils indispensables qui viennent suppléer l'expérience, pour la Recherche et le Développement, dans le domaine de la protection de l'Environnement.

Les sols fins compactés allient une faible conductivité hydraulique à un faible coût de mise œuvre. Ces deux propriétés en ont fait des matériaux de prédilection, qui entrent dans la confection des différents dispositifs destinés à retarder l'infiltration de l'eau et des polluants qu'elle transporte, vers le sous-sol et la nappe phréatique. Ainsi, des barrières étanches sont généralement confectionnées par une succession de plusieurs couches de sol fin compacté, pour assurer l'étanchéité dans et autour de divers ouvrages : alvéoles de stockage de déchets, bassins de rétention ainsi que digues et barrages en terre. Toutefois, et malgré les efforts fournis pour améliorer la conception et la mise en place de ces ouvrages, des progrès restent à faire pour une meilleure compréhension du processus de l'infiltration dans les sols compactés. En effet, différentes études ont montré des différences notables entre les valeurs des paramètres hydrodynamiques de ces sols déterminées au laboratoire, et les estimations que l'on peut obtenir à partir des observations *in situ*. Ces différences ont été principalement attribuées à l'apparition de chemins préférentiels d'écoulement, engendrés par les changements qui interviennent sur la structure des sols durant le compactage. Un certain nombre de modèles ont été proposés, pour prendre en compte ce phénomène. Il s'agit bien souvent d'approches initialement développées pour les sols naturels, où des écoulements préférentiels d'origines différentes sont également présents. Toutefois, la manière adéquate dont le problème peut être modélisé ne fait pas l'unanimité des chercheurs.

Dans ce cadre, nous nous proposons dans ce mémoire, d'étudier et de comparer les différentes possibilités qui permettraient l'intégration des écoulements préférentiels dans un modèle d'écoulement conçu pour les sols fins compactés. Le but étant de décrire correctement le transfert de l'eau à travers ces matériaux. L'outil final devra permettre la simulation de l'infiltration au cours d'essais au laboratoire dans un premier temps, et *in situ* dans un deuxième temps. Le document est présenté en 3 chapitres structurés de la façon suivante.

Dans le premier chapitre, nous présentons une revue de la bibliographie. D'abord, nous rappelons les équations de l'écoulement et les paramètres hydrodynamiques des sols non saturés. Ensuite, nous décrivons l'effet du compactage sur la structure du sol, et de quelle façon il se manifeste sur l'écoulement. Nous présentons par la suite, un passage en revue des différents modèles d'écoulement existants, qui tiennent compte des écoulements préférentiels. Enfin, nous introduisons l'approche inverse pour l'estimation des paramètres des sols non saturés.

Dans le deuxième chapitre, nous abordons le problème direct de la modélisation de l'infiltration dans les sols fins compactés. Trois approches différentes pour l'intégration des écoulements préférentiels, sont présentées, et des simulations numériques d'un essai d'infiltration au laboratoire, réalisées avec ces trois approches sont comparées à l'expérience.

Nous proposons dans le troisième chapitre, une procédure inverse pour l'estimation des paramètres des sols fins compactés. L'application de cette procédure aux différentes approches de modélisation, est étudiée. Il s'agit, d'une part, d'étudier la faisabilité de l'inversion pour chacun des modèles, d'abord, sur un exemple théorique, puis sur trois essais de laboratoire ; et d'autre part, de discuter l'interprétation des résultats obtenus pour ces essais.

*Chapitre I :*

**MODELISATION DE L'INFILTRATION  
DANS LES SOLS NON SATURES**



## 1. INTRODUCTION

Dans le cadre des études de la mécanique, de l'hydraulique et de la physique des sols, ces derniers sont généralement décrits comme des milieux poreux. Plus précisément, ils sont considérés être composés de 3 phases : solide, liquide et gazeuse. La phase solide constituée par les grains du sol est omniprésente et supposée de volume invariable sous l'hypothèse d'un milieu indéformable. Les phases liquide et gazeuse se partagent l'espace poreux. Cet espace peut être constitué par deux types de porosité différents. Le premier plus régulier, est engendré par la disposition des particules solides alors que le second comprend les fissures, les cavités creusées par les racines végétales ou générées par l'activité biologique et les vides formés suite au réarrangement des mottes dans les sols remaniés. La complexité du milieu ainsi décrit est accentuée par diverses interactions physico-chimiques qui peuvent avoir lieu entre ces différentes phases.

Dans ce chapitre, nous tâcherons dans un premier lieu, de présenter les équations de base décrivant le processus de l'écoulement de l'eau dans les sols. Nous insisterons notamment sur la description des propriétés hydrodynamiques des sols non saturés. En deuxième lieu, nous nous intéresserons en particulier, à l'effet du compactage sur l'organisation structurelle du sol et nous décrirons le mécanisme de l'infiltration dans les sols compactés. Après une revue de la littérature qui concerne les différentes approches de modélisation qui pourront nous intéresser, nous introduirons l'approche inverse pour l'estimation des paramètres des modèles à partir de données mesurées expérimentalement.

## 2. ECOULEMENT DANS LES SOLS

La complexité de la structure des sols fait que l'étude de l'écoulement de l'eau dans un volume de sol ne peut se faire à l'échelle des pores. La difficulté de décrire les chemins d'écoulement influencés par la variabilité des dimensions et des formes des pores microscopiques, a conduit à introduire la notion du volume élémentaire représentatif. Il s'agit d'un volume de sol suffisamment réduit pour que l'écoulement y soit considéré comme étant régulièrement réparti. Ainsi, il a été possible de proposer une loi décrivant ce processus de manière satisfaisante.

### 2.1. Loi de Darcy

Proposée initialement pour les milieux poreux saturés, elle est valable pour les écoulements laminaires, c'est-à-dire lorsqu'il y a une proportionnalité entre le flux et le gradient de charge hydraulique, hypothèse valable pour la *quasi* totalité des sols selon Hillel (1988). Elle s'exprime par :

$$q = -k_s \cdot \nabla \Psi \quad (\text{II.1})$$

avec :

- $q$ , le débit unitaire par unité de surface à travers la section ;
- $k_s$ , la conductivité hydraulique saturée ;
- $\nabla\Psi$ , le gradient de potentiel hydrique.

Le signe (-) indique que l'écoulement se fait de la section où le potentiel de charge hydraulique est plus élevé vers la section où il est plus faible.

La conductivité hydraulique saturée  $k_s$  (coefficient de perméabilité) est une caractéristique à la fois du sol et du liquide et dépend aussi bien de la dimension, de la forme et de l'interconnexion des pores du sol, que de la masse volumique et de la viscosité du fluide.

## 2.2. Equation de l'écoulement dans les sols saturés

Les processus non permanents nécessitent l'introduction de la loi de la conservation de la masse, qui donne l'équation de continuité (I.2).

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = -\nabla q \quad (I.2)$$

$\theta$ , étant la teneur en eau volumique du sol.

En combinant cette équation avec la loi de Darcy, on aboutit à l'équation générale de l'écoulement saturé, qui s'écrit comme suit :

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = \nabla k_s \nabla \Psi \quad (I.3)$$

ce qui revient dans le cas unidimensionnel d'un écoulement vertical de haut en bas à :

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left( k_s \left( \frac{\partial\Psi}{\partial z} - 1 \right) \right) \quad (I.4)$$

$z$ , étant la coordonnée verticale comptée positive vers le bas.

## 2.3. Equation de l'écoulement dans les sols non saturés

Ici, la différence fondamentale avec le cas saturé réside dans le fait que la conductivité hydraulique n'est plus constante dans le temps, étant donné que la teneur en eau du sol évolue. Il faut remarquer qu'il n'existe aucune relation universelle entre la conductivité hydraulique et le degré d'humidité du sol. Cependant un certain nombre d'auteurs ont tenté de donner des relations qui décrivent de façon plus ou moins satisfaisante cette relation (Cf. &2.4.).



Si l'on suppose que l'on dispose d'une relation  $k(\Psi)$ , entre la conductivité hydraulique et le potentiel de pression du sol, la loi de Darcy peut être généralisée de la manière suivante (Richards, 1931) :

$$q = -k(\Psi)\nabla\Psi \quad (I.5)$$

et de la même façon que pour les sols saturés, on peut écrire l'équation de continuité (I.2) qui combinée avec (I.5), donne l'équation générale de l'écoulement non saturé :

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = \nabla[k(\Psi)\nabla(\Psi - z)] \quad (I.6)$$

ce qui revient dans le cas unidimensionnel d'un écoulement vertical de haut en bas à :

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = \frac{\partial\theta}{\partial\Psi} \frac{\partial\Psi}{\partial t} = C(\Psi) \frac{\partial\Psi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[ k(\Psi) \left( \frac{\partial\Psi}{\partial z} - 1 \right) \right] \quad (I.7)$$

notons que le terme  $C(\Psi)$  représente la capacité spécifique de rétention, qui n'est autre que la pente de la courbe de rétention de l'humidité du sol.

Parfois et pour simplifier le traitement de l'équation, on est amené à la transformer pour lui donner une forme analogue à celle des équations de diffusion de chaleur, pour lesquelles des solutions bien connues existent (Carslaw et Jaeger, 1959 ; Crank, 1956) moyennant la connaissance des conditions aux limites (Hillel, 1988). On définit alors la diffusivité hydraulique comme étant le rapport de la conductivité à la capacité spécifique :

$$D(\Psi) = \frac{k(\Psi)}{C(\Psi)} \quad (I.8)$$

ce qui ramène (I.7) à :

$$q = -D(\Psi)\nabla\theta \quad (I.9)$$

et dans le cas unidimensionnel d'un écoulement vertical de haut en bas à :

$$q = D(\Psi) \frac{\partial\theta}{\partial z} \quad (I.10)$$

## 2.4. Caractéristiques hydrodynamiques des sols

La résolution des problèmes d'écoulement non saturé nécessite normalement la connaissance des propriétés hydrauliques du sol. Plus particulièrement, deux caractéristiques sont à déterminer, à

savoir : la relation  $\theta(\Psi)$ , entre la charge capillaire et la teneur en eau, nommée communément courbe de rétention de l'humidité du sol ainsi que la relation  $k(\Psi)$ , entre la conductivité hydraulique et la charge capillaire. Parfois, on est amené à déterminer les dérivées de ces fonctions. Il est toujours préférable de déterminer ces caractéristiques à partir de mesures directes, mais quelques fois, ceci est impossible pour de nombreuses raisons :

- les mesures de ces caractéristiques sont relativement complexes, lentes et coûteuses ;
- les propriétés des sols non saturés présentent souvent un caractère hystérétique : des relations différentes gouvernent les processus de séchage et d'humidification, il s'en suit que les relations  $\theta(\Psi)$  et  $k(\Psi)$  dépendent de l'histoire d'humidification du sol ;
- la variabilité de ces propriétés dans le sol est très importante, ce qui nécessite un grand nombre de données expérimentales ;
- les données expérimentales ne peuvent représenter complètement les relations décrivant les propriétés hydrauliques, pour remplacer les informations manquantes on a recours à des modèles empiriques, semi-empiriques ou théoriques.

Dans ce qui suit, nous ferons un rappel des concepts de base de la prédiction des caractéristiques hydrauliques des sols non saturés ; ensuite, nous passerons en revue les résultats de différentes études qui s'y sont intéressées.

### 2.4.1. Formulation théorique

Bien qu'ici seules les équations de la conductivité hydraulique soient présentées, il faut signaler que l'évolution des modèles théoriques est similaire pour la courbe de rétention. En effet, la plupart de ces modèles sont des modèles combinés de rétention et de conductivité hydraulique. Nous nous référerons aux modèles de rétention de l'humidité lorsque cela sera nécessaire.

La définition de la conductivité hydraulique à l'échelle macroscopique découle de la loi de Darcy :

$$k(\Psi) = -\frac{q}{\nabla\Psi} \quad (\text{I.11})$$

La validité de cette équation pour l'écoulement saturé pour des nombres de Reynolds relativement faibles a été confirmée par de nombreuses études théoriques et expérimentales (Hillel, 1988), qui ont par ailleurs abouti à des relations entre la conductivité hydraulique et les paramètres physiques du fluide et de la matrice solide, par exemple l'équation de Kozeny-Carman (Mualem, 1986). Pour les sols non saturés, l'équation (I.11) est d'une applicabilité plus limitée. La dépendance de la conductivité hydraulique des propriétés du fluide et de la matrice solide, ainsi que les processus de séchage-humidification sont beaucoup plus complexes. Toutefois, la loi de Darcy généralisée est largement adoptée comme un cadre théorique qui s'applique à une large gamme de sols non saturés, en admettant que la conductivité hydraulique est une fonction de la teneur en eau et du potentiel

hydrique pour un sol et un fluide donnés, elle prend alors la forme :

$$k(\Psi) = \frac{q}{\nabla \left( \Psi(\theta) + z + \frac{P_a}{\gamma_w} \right)} \quad (\text{I.12})$$

où :

- $z$ , est l'élévation par rapport à un plan de référence ;
- $P_a$ , la pression capillaire de l'air ;
- $\Psi$ , le potentiel hydrique du sol ;
- $\gamma_w$ , le poids volumique de l'eau.

### 2.4.2. Modèles empiriques

Les formules empiriques exprimant la conductivité hydraulique en fonction de l'état hydrique du sol peuvent être intéressantes dans le cas où l'on dispose d'un certain nombre de données expérimentales. Elles permettent d'approcher, d'interpoler ou d'extrapoler la courbe expérimentale et simplifier ainsi la procédure numérique pour la modélisation, gagner en temps de calcul et augmenter la précision.

Dans une étude critique des différentes méthodes de prédiction de la conductivité hydraulique des sols non saturés, Mualem (1986) récapitule les formules empiriques les plus fréquemment utilisées (tableau I.1). Les coefficients dans ces formules sont déterminés par ajustement aux données mesurées. Quand le nombre de mesures disponibles est supérieur au nombre des coefficients, une procédure de lissage de la courbe peut être adoptée pour minimiser l'erreur.

Toutefois, l'approche empirique est à utiliser avec certaines restrictions. En effet, aucune relation n'est valable pour tous les cas et même si une formule s'avère adéquate pour une classe de sol, il faut remarquer que les coefficients peuvent varier considérablement d'un sol à un autre. Il convient de signaler en plus, qu'à cause du phénomène d'hystérèsis, toutes les formules sont à employer pour un processus monotone : séchage ou humidification. Quand les deux processus s'alternent, il est nécessaire de réajuster les coefficients et parfois même d'adopter une autre formule. Comme le montre l'expérience, la relation  $k(\theta)$  laisse apparaître un hystérèsis moins significatif que  $k(\Psi)$ . Il est donc préférable de considérer des expressions de la conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau dès que des phases successives d'humidification et de séchage sont étudiées (Mualem, 1986).

Auteur (Année)	Equation	Paramètres à déterminer
Richards (1931)	$k = a\Psi + b$	a et b
Wind (1955)	$k = a  \Psi^{-n} $	a et n
Gardner (1958)	$k_r = \exp[\alpha\Psi]$ $k = \frac{a}{ \Psi ^n + b}$	$\alpha, a, b$ et n
Brooks & Corey (1964)	$k = k_s$ pour $\Psi \leq \Psi_{cr}$ $k = (\Psi/\Psi_{cr})^{-n}$ pour $\Psi \geq \Psi_{cr}$	$k_s, n$ et $\Psi_{cr}$
Rijtema (1965)	$k = k_s$ pour $\Psi \leq \Psi_{cr}$ $k_r = \exp[-\alpha(\Psi - \Psi_{cr})]$ pour $\Psi_{cr} \leq \Psi \leq \Psi_r$ $k = k_s(\Psi/\Psi_r)^{-n}$ pour $\Psi > \Psi_r$	$\alpha, n, \Psi_{cr}$ et $\Psi_r$

**Tableau I.1 - Modèles empiriques pour la conductivité hydraulique non saturée.**

### 2.4.3. Modèles macroscopiques

Ces modèles considèrent le sol à l'échelle de Darcy et non pas à celle du pore. Mualem (1986), cite les étapes suivantes comme étant communes à tous ces modèles :

- supposer une analogie entre l'écoulement laminaire, généralement représenté par la relation (I.13) entre le vecteur vitesse et le potentiel, et l'écoulement à travers un milieu poreux où ces deux grandeurs ne sont définies qu'à l'échelle microscopique ;

$$\nabla\phi = \left(\frac{\nu}{g}\right) \nabla^2 \bar{V} \quad (\text{I.13})$$

où :

- $\phi$ , est le flux unitaire d'écoulement ;
  - $\nu$ , la viscosité cinématique du fluide ;
  - $g$ , l'accélération de la pesanteur.
- résoudre l'équation analytiquement pour un système d'écoulement laminaire très simple, pour déduire des formules mathématiques reliant les variables d'écoulement, comme la vitesse moyenne, le gradient hydraulique, le rayon hydraulique, la conductivité hydraulique, *etc.* ; la forme générale de ces équations pour l'écoulement dans la direction x, est donnée par l'équation (I.14) ;

$$u = - \left( \frac{R^2 g}{Cv} \right) \left( \frac{d\phi}{dx} \right) \quad (I.14)$$

où :

- $u$ , est la vitesse d'écoulement moyenne à travers la section ;
  - $R = A/P$ , est le rayon hydraulique ;
  - $A$ , la surface d'écoulement dans la section droite ;
  - $P$ , le périmètre solide mouillé ;
  - $v$ , la vitesse cinématique du fluide ;
  - $C$ , une constante qui dépend de la forme du système d'écoulement.
- faire une analogie directe entre ces variables et celles correspondantes à l'échelle macroscopique, définies pour le système sol-air-eau.

La première utilisation de cette méthode visait la détermination de la conductivité hydraulique saturée d'un milieu poreux modélisé au moyen de billes métalliques (Kozeny, 1927). Irmay (1954) a proposé une généralisation de cette approche aux milieux non saturés et a abouti à l'équation suivante :

$$k_r = \left( \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^3 \quad (I.15)$$

Averjanov (1950) a supposé que dans un milieu non saturé, le fluide mouillant se répartit de façon uniforme sur les parois d'un capillaire cylindrique et a proposé l'équation suivante :

$$k_r = \left( \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^{3,5} \quad (I.16)$$

Yuster (1951) a pour sa part considéré que les deux fluides s'écoulent dans le capillaire à la même vitesse, ce qui conduit à la relation suivante :

$$k_r = \left( \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \right)^2 \quad (I.17)$$

Selon Masroui (1996), la différence entre les exposants dans ces formules montre que la conductivité hydraulique dépend en plus des propriétés de la matrice du sol, des conditions d'écoulement.

Ces relations fort simples sont très intéressantes pour la modélisation de l'écoulement dans les sols non saturés, mais elles montrent des limites puisqu'elles ne tiennent pas compte de la distribution dimensionnelle des rayons des pores du sol.

#### 2.4.4. Modèles statistiques

De nombreux auteurs ont proposé des modèles reposant sur le traitement statistique des résultats de calculs répétés (Purcell, 1949 ; Childs et Collis-George, 1950 ; Burdine, 1953 ; Wyllie et Gardner, 1958 ; Farrel et Larson, 1972 ; Mualem, 1976 ; Mualem et Degan, 1978). La méthodologie de ces modèles repose sur trois hypothèses de base, formulées par Mualem (1986) comme suit :

- le milieu poreux peut être considéré comme un ensemble de pores interconnectés répartis de façon aléatoire ; les pores sont caractérisés par leur échelle  $r$ , dite « rayon du pore » et décrite en termes statistiques par une distribution  $f(r)$  telle que  $(f(r).dr)$  soit le volume relatif des pores de rayons compris entre  $(r)$  et  $(r+dr)$  ; la distribution surfacique des pores pour une section droite quelconque est égale à  $f(r)$  ;
- l'équation de Hagen-Poiseuille (I.14) est supposée valide au niveau d'un pore et peut donc s'utiliser pour estimer la conductivité hydraulique à l'échelle du pore ; la conductivité totale est obtenue par intégration, selon les contributions des pores remplis ;
- la courbe de rétention du sol est considérée généralement analogue à la fonction de distribution des rayons de pores.

Ces modèles diffèrent l'un de l'autre par leur interprétation de la configuration géométrique du pore élémentaire (section droite, fréquence et tortuosité) et par l'estimation qu'ils font de sa contribution à la conductivité totale du milieu.

Les auteurs qui ont adopté cette approche sont nombreux (Childs et Collis-George, 1950 ; Marshal, 1958 ; Kunze *et al.*, 1968 ; Green et Corey, 1971 ; Mualem, 1976 ; *etc.*) mais nous nous limiterons dans le tableau 2 à citer les modèles les plus fréquemment utilisés.

Amraoui (1996) a appliqué les modèles de Van Genuchten (1980) et de Fredlund et Xing (1994) à des résultats d'essais au laboratoire réalisés sur le limon de Jossigny. Elle a montré que l'expression de Van Genuchten (1980) - Mualem (1976) décrit convenablement la courbe de rétention bien qu'elle diverge pour des fortes succions. De plus, ce modèle conduit à une assez bonne prédiction de la courbe de conductivité hydraulique en comparaison avec la courbe expérimentale. Par ailleurs, si le modèle de Fredlund et Xing (1994) s'est très bien ajusté à la courbe de rétention sur une large gamme de succion, il ne permet pas de décrire la conductivité hydraulique des sols à texture fine vu qu'à la différence du modèle précédent, il néglige la tortuosité des pores.

Les méthodes statistiques restent limitées par les problèmes d'échelle (Masrouri, 1996). En effet, la distribution dimensionnelle des pores n'est pas toujours continue à une échelle plus grande que celle du volume élémentaire représentatif. Pour être fiables, ces méthodes requièrent un maximum de mesures ce qui peut engendrer des difficultés d'ajustement des paramètres.

Référence	Equation	Définitions
Burdine (1953)	$k_r(\theta) = S_e^\ell \left[ \frac{\int_{\theta_r}^{\theta} \frac{d\theta}{\Psi^2}}{\int_{\theta_r}^{\theta_s} \frac{d\theta}{\Psi^2}} \right]$	$\ell$ , est un paramètre de connectivité des pores qui décrit la tortuosité des chemins d'écoulement. Burdine propose une valeur de 2.
Mualem (1976)	$k_r(\theta) = S_e^\ell \left[ \frac{\int_{\theta_r}^{\theta} \frac{d\theta}{\Psi}}{\int_{\theta_r}^{\theta_s} \frac{d\theta}{\Psi}} \right]^2$	$\ell$ , est ici aussi, le paramètre de connectivité des pores qui décrit la tortuosité. Mualem suggère qu'une valeur de 0,5 conviendrait pour la majorité des sols.
Fredlund et Xing (1994)	$k_r(\Psi) = \frac{\int_{\ln(\Psi)}^b \frac{\theta(e^y) - \theta(\Psi)}{e^y} \theta'(e^y) dy}{\int_{\ln(\Psi_a)}^b \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^y} \theta'(e^y) dy}$	$b = \ln(10^6)$ ; $\Psi_a$ : succion au point d'entrée d'air ; $y$ : variable d'intégration.

**Tableau I.2** - Modèles statistiques de la conductivité hydraulique non saturée.

Dans le tableau I.2,  $S_e$  désigne le degré de saturation effective du sol défini par l'équation I.18.

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (\text{I.18})$$

Différentes formulations de la conductivité hydraulique ont été proposées en combinant une des différentes expressions décrivant la courbe de rétention  $\theta(\Psi)$  avec l'un ou l'autre de ces modèles. Le modèle combiné de conductivité hydraulique et de rétention de Van Genuchten (1980) - Mualem (1976) est actuellement le plus utilisé ((I.19) et (I.20)). De nombreuses auteurs ont considéré qu'il convient à une assez large gamme de sol et en particulier aux sols fins (Van Genuchten *et al.*, 1991).

$$S_e(\Psi) = \frac{1}{[1 + (\alpha\Psi)^n]^m} \quad (\text{I.19})$$

$$k_r(\Psi) = \frac{[1 - (\alpha\Psi)^{n-1} [1 + (\alpha\Psi)^n]^m]^2}{[1 + (\alpha\Psi)^n]^{m/2}} \quad (\text{I.20})$$

où :  $\alpha$ ,  $m$  et  $n$  sont des paramètres à déterminer.

Pour faciliter l'ajustement des paramètres à des données expérimentales de conductivité hydraulique et de rétention et afin de simplifier l'intégration de ces expressions dans les modèles d'écoulements non saturés, quelques restrictions à imposer aux paramètres  $m$  et  $n$  ont été étudiées. Van Genuchten *et al.* (1991) ont comparé 3 types de restrictions :  $m=1-1/n$  ;  $m=1-2/n$  et  $n \rightarrow \infty$  avec le cas où aucune restriction n'est introduite. Ils suggèrent de ne pas employer de restriction dans le cas où les données mesurées donnent une bonne définition de la courbe de rétention et d'introduire la restriction  $m=1-1/n$  dans tous les autres cas, ce qui conduit souvent à une bonne description de la courbe de conductivité hydraulique.

Rawls *et al.* (1982), et Carsel et Parrish (1988) ont déterminé les paramètres de ce modèle appliqué avec la restriction  $m = 1-1/n$ , pour une grande variété de sols qui ont été classés sur la base de la dimension des grains et de la composition (Tableau I.3).

Rawls <i>et al.</i> (1982)					
Type de sol	$\theta_r$	$\theta_s$	$\alpha$ [1/cm]	$m$	$k_s$ [m/s]
Sable	0,020	0,417	0,138	0,372	$5,83 \cdot 10^{-5}$
Sable marneux	0,035	0,401	0,115	0,322	$1,63 \cdot 10^{-5}$
Marne sableuse	0,041	0,412	0,068	0,244	$7,19 \cdot 10^{-6}$
Marne	0,027	0,434	0,090	0,180	$1,89 \cdot 10^{-6}$
Marne limoneuse	0,015	0,486	0,048	0,174	$3,66 \cdot 10^{-6}$
Marne argilo-sableuse	0,068	0,330	0,036	0,200	$1,12 \cdot 10^{-6}$
Marne argileuse	0,075	0,390	0,039	0,162	$6,38 \cdot 10^{-7}$
Marne argilo-limoneuse	0,040	0,432	0,031	0,131	$4,16 \cdot 10^{-7}$
Argile sableuse	0,109	0,321	0,034	0,144	$3,33 \cdot 10^{-7}$
Argile limoneuse	0,056	0,423	0,029	0,113	$2,50 \cdot 10^{-7}$
Argile	0,090	0,385	0,027	0,116	$1,66 \cdot 10^{-7}$

Carsel et Parrish (1988)					
Type de sol	$\theta_r$	$\theta_s$	$\alpha$ [1/cm]	$m$	$k_s$ [m/s]
Sable	0,045	0,430	0,145	0,627	$8,25 \cdot 10^{-5}$
Sable marneux	0,057	0,410	0,124	0,561	$4,05 \cdot 10^{-5}$
Marne sableuse	0,065	0,410	0,075	0,471	$1,23 \cdot 10^{-5}$
Marne	0,078	0,430	0,036	0,359	$2,89 \cdot 10^{-6}$
Limon	0,034	0,460	0,016	0,270	$6,94 \cdot 10^{-7}$
Marne limoneuse	0,067	0,450	0,020	0,291	$1,25 \cdot 10^{-6}$
Marne argilo-sableuse	0,100	0,390	0,059	0,324	$3,64 \cdot 10^{-6}$
Marne argileuse	0,000	0,410	0,019	0,237	$7,22 \cdot 10^{-7}$
Marne argilo-limoneuse	0,089	0,430	0,010	0,187	$1,94 \cdot 10^{-7}$
Argile sableuse	0,100	0,380	0,027	0,187	$3,33 \cdot 10^{-7}$
Argile limoneuse	0,070	0,360	0,005	0,083	$5,50 \cdot 10^{-8}$
Argile	0,068	0,380	0,008	0,083	$5,50 \cdot 10^{-7}$

**Tableau I.3** - Valeurs moyennes des paramètres de Van Genuchten & Mualem pour différents types de sols sélectionnés selon leurs gammes de texture données par Rawls *et al.* (1982) et Carsel & Parrish (1988).



### 3. RESOLUTION DE L'EQUATION D'ECOULEMENT NON SATURE

#### 3.1. Différentes formes de l'équation de l'écoulement non saturé

L'équation générale de l'écoulement non saturé (I.6) peut être formulée de trois manières différentes selon les variables d'état que l'on fait intervenir. La première formulation (en  $\Psi$ ) se fait en terme du potentiel hydrique du sol, qui est alors considéré comme l'inconnue du problème (I.21). La deuxième (I.22) introduit la teneur en eau en plus des pressions comme variable d'état (formulation mixte ou en  $\Psi$ - $\theta$ ). La troisième considère exclusivement la teneur en eau comme inconnue (I.23). La relation  $\theta(\Psi)$  décrivant la courbe de rétention du sol permet de passer d'une forme à une autre.

$$C(\Psi) \frac{\partial \Psi}{\partial t} = \nabla [k(\Psi) \nabla (\Psi - z)] \quad (I.21)$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \nabla [k(\Psi) \nabla (\Psi - z)] \quad (I.22)$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \nabla \left[ \frac{k(\theta)}{C(\theta)} \cdot \nabla (\theta) \right] \quad (I.23)$$

L'emploi de l'une ou l'autre des formulations de l'équation de l'écoulement non saturé peut influencer notablement la précision des résultats obtenus par une solution numérique. Différentes études comparatives se sont intéressées à cet aspect. La précision sur les résultats dépend principalement de l'erreur sur le calcul de la capacité de rétention de l'humidité du sol ( $C(\Psi)$  ou  $C(\theta)$ ). La formulation mixte en  $\theta$ - $\Psi$  qui ne fait pas intervenir cette fonction, est en effet celle qui conduit aux meilleurs résultats en terme de bilan hydrique (Lehmann, 1996). Toutefois, Ratherfelder et Abriola (1994) ont signalé que la formulation en  $\Psi$  ne diffère de celle en  $\theta$ - $\Psi$  que par son terme de droite, et démontré que la précision des résultats qu'elle donne pouvait être substantiellement augmentée en minimisant l'erreur sur ce terme. La résolution numérique en terme de teneur en eau (formulation en  $\theta$ ) entraîne quant à elle, des problèmes de discontinuité et son application reste restreinte au cas d'un milieu saturé (Diaw, 1996).

#### 3.3. Solutions analytiques

L'équation de l'écoulement non saturé est fortement non linéaire ce qui la rend difficile à résoudre. Toutefois, quelques travaux présentés par différents auteurs ont permis sous certaines hypothèses, d'en simplifier la formulation pour des cas simples soumis à des conditions aux limites bien précises.

### 3.3.1. Solution de Boltzman

En particulier, pour une étude unidimensionnelle et quand l'effet de la pesanteur peut être négligé, un changement de variable connu sous l'appellation «transformation de Boltzman» (I.24) permet d'obtenir une forme simple (I.25) de la formulation en  $\theta$  de l'équation (I.6) qui peut être résolue par les méthodes applicables aux équations différentielles ordinaires de second ordre.

$$B(\theta) = \frac{z}{\sqrt{t}} \quad (\text{I.24})$$

$$\frac{B}{2} \frac{d\theta}{dB} = -\frac{d}{dB} \left[ D(\theta) \frac{d\theta}{dB} \right] \quad (\text{I.25})$$

Cette technique a été utilisée pour résoudre les problèmes d'écoulement dans la direction horizontale, pour des milieux homogènes, semi-infinis et de teneur en eau initiale uniforme (Hillel, 1988). Signalons ici que la transformation de Boltzman n'est qu'une manipulation mathématique de l'équation. Sa base théorique est discutable puisque rien ne justifie l'hypothèse que la teneur en eau puisse être exprimée en fonction de la seule variable combinée B.

### 3.3.2. Solution de Philip pour l'infiltration verticale

Philip (1957) a proposé une solution analytique de l'équation de l'écoulement applicable au cas d'une infiltration verticale dans une colonne semi-infinie quand la teneur en eau initiale du sol est uniforme. Pour déterminer la profondeur  $z$ , où règne une teneur en eau  $\theta$ , à l'instant  $t$ , il propose un développement en série de Taylor de la fonction  $z(\theta, t)$  :

$$z(\theta, t) = f_1.t^{1/2} + f_2.t + f_3.t^{3/2} + \dots + f_n.t^{n/2} \quad (\text{I.26})$$

Les coefficients  $f_n$  étant des fonctions de la teneur en eau volumique du sol. La résolution du problème se résume donc à déterminer ces fonctions. Ce qui est possible en supposant connues les relations qui relient la conductivité hydraulique  $k(\theta)$  et la diffusivité  $D(\theta)$  à la teneur en eau. En effet, le problème est ramené à la résolution d'un système d'équations différentielles ordinaires en  $f_n$  de la forme :

$$\frac{n}{2} \int_{\theta_i}^{\theta_s} f_n d\theta = D(\theta) \left( \frac{d\theta}{dz} \right) \left( \frac{df_n}{d\theta} \right) - R_n \quad (\text{I.27})$$

où  $R_n$  est une fonction de  $D(\theta)$  et de  $(f_1, f_2, \dots, f_{n-1})$ .

En pratique, le développement en série de Taylor est limité à ses quatre voire ses deux premiers termes. La solution ainsi obtenue a été comparée à des résultats expérimentaux et sa validité a été prouvée pour un intervalle de temps assez large. Cependant, Philip (1969) définit un temps critique

à partir duquel la solution diverge et qui correspond à l'instant où l'effet de la gravité devient relativement important par rapport à celui de la pression capillaire.

### 3.4. Solutions numériques

En l'absence d'une solution analytique fiable et universelle, les méthodes numériques représentent aujourd'hui le moyen principal pour l'étude des problèmes d'écoulement dans les sols. La variable inconnue à calculer pour résoudre l'équation de l'écoulement non saturé (potentiel hydrique ou/et teneur en eau) dépend à la fois de l'espace et du temps. Une discrétisation spatio-temporelle est nécessaire pour résoudre numériquement cette équation.

#### 3.4.1. Discrétisation temporelle

Généralement, le temps est discrétisé en différences finies. On peut énumérer 3 schémas de discrétisation principalement employés.

##### a. Schéma explicite

Il s'agit d'exprimer les flux échangés au début du pas de temps, soit pour le pas de temps ( $k$ ), à l'instant  $t_{k-1}$ . La méthode utilise les informations connues à l'instant  $t_{k-1}$  pour calculer les inconnues à l'instant  $t_k$ . C'est la méthode la plus simple mais elle pose souvent des problèmes de stabilité numérique et nécessite l'utilisation d'un pas de temps réduit.

##### b. Schéma implicite

Ici, le bilan de masse au niveau d'une maille est exprimé pour le pas de temps ( $p$ ) à l'instant  $t_p$ , soit à la fin du pas de temps. L'avantage majeur de ce schéma est sa stabilité quel que soit le pas de temps utilisé. On aboutit généralement à un système d'équations linéaires dont la résolution nécessite une méthode itérative.

##### c. Schéma de Crank-Nicholson

Le principe de la méthode est d'exprimer le bilan de masse au niveau d'une maille, à un instant intermédiaire entre le début et la fin du pas de temps. Ce schéma est également stable quel que soit le pas de temps et requiert une méthode itérative pour résoudre le système d'équations.

#### 3.4.2. Discrétisation spatiale

En ce qui concerne la discrétisation spatiale, deux méthodes principales ont classiquement été employées pour la résolution de l'équation de Richards, à savoir la méthode des différences finies et celle des éléments finis. Dans ce qui suit, nous présenterons les principes généraux de ces deux méthodes et nous soulèverons les problèmes liés à leur utilisation.

### a. Méthode des différences finies

Il s'agit depuis plus de 30 ans de la méthode numérique la plus utilisée pour résoudre les équations aux dérivées partielles. Elle consiste à subdiviser le domaine de l'étude en mailles régulières ou non, et d'écrire les équations pour chacune des mailles, selon le schéma de discrétisation du temps retenu. Les fonctions qui décrivent les variables d'état sont alors approchées par un développement en série de Taylor aux centres des mailles. En tenant compte de l'état initial et des conditions aux limites, on établit un bilan de masse sur un pas de temps. On aboutit alors à un système d'équations linéaires. Une procédure itérative permet de converger vers la solution pour chaque pas de temps. La méthode reste limitée à l'étude des domaines à formes géométriques régulières. Pour traiter les problèmes à géométrie plus complexe, on lui préfère la méthode des éléments finis.

### b. Méthode des éléments finis

Dès le milieu des années 1970, cette technique a commencé à s'imposer comme une alternative à la méthode des différences finies. L'atout principal de la méthode est la possibilité d'étudier des domaines de formes complexes en deux ou trois dimensions. Le principe est de subdiviser le domaine étudié en des sous-domaines de petites dimensions appelés « éléments ». Les variables d'état sont ici approchées moyennant de fonctions d'interpolation polynomiales aux points qui délimitent les éléments appelés « nœuds ». Les caractéristiques des éléments généralement de forme géométrique simple, sont assemblées pour remonter aux caractéristiques du domaine global qui peut être de forme quelconque. La discrétisation en éléments finis permet ainsi de tenir compte facilement de la non homogénéité spatiale, ce qui la rend plus adaptée à l'étude de l'écoulement non saturé dans le cas où le domaine d'étude est complexe.

## 4. ASPECTS DE L'INFILTRATION DANS LES SOLS FINS COMPACTES

### 4.1. Compactage

Le compactage est l'opération qui vise à densifier un sol en lui appliquant une énergie mécanique. Outre le but recherché qui est la densification, il conduit le plus souvent à une modification significative de la granulométrie et de la structure du sol (Proctor, 1933). Ces modifications de la structure du sol contribuent à améliorer sa résistance mécanique et à diminuer sa conductivité hydraulique.

Différentes techniques de compactage peuvent être utilisées en fonction du volume traité, de la facilité d'accès sur le site et de la nature du sol. Sur le terrain, le compactage est généralement réalisé par le passage d'un rouleau d'un type et d'un poids donnés. Au laboratoire, on distingue 3 modes de compactage : statique, dynamique et par pétrissage.

Un essai de compactage défini par la norme Proctor permet pour les sols cohérents, de représenter la variation du poids volumique sec en fonction de la teneur en eau de compactage et de déterminer la teneur en eau optimale pour laquelle la densité sèche du sol est maximale (figure I.1).

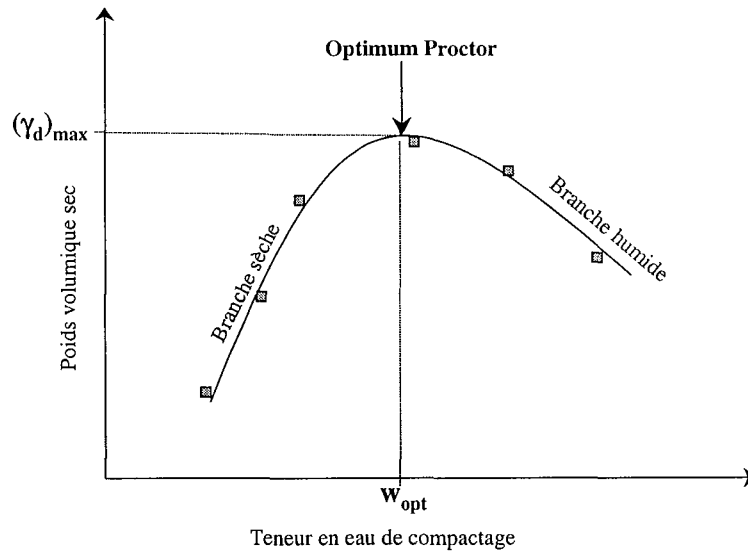


Figure I. 1- Allure de la courbe de compactage.

#### 4.2. Effet du compactage sur les caractéristiques hydrodynamiques des sols fins

Plusieurs théories ont été proposées pour expliquer l'effet du compactage sur les caractéristiques hydrodynamiques en se basant sur la structure des sols.

Selon Lambe (1958), les particules argileuses présentent une structure floculée caractérisée par une disposition bout à bout ou face à bout, lorsque la teneur en eau de compactage est inférieure à l'optimum Proctor. Si la teneur en eau dépasse l'optimum, les particules présentent plutôt une structure dispersée ce qui a tendance à diminuer la perméabilité du sol en réduisant les vides entre les particules (figure I.2).

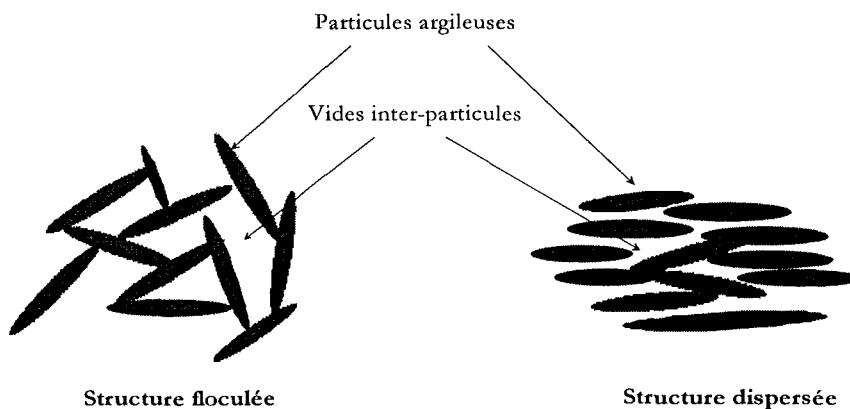


Figure I.2 - Structure des sols fins compactés selon Lambe (1958).

Olsen (1962) considère que l'écoulement dans les sols argileux compactés se produit principalement à travers les vides inter-mottes plutôt que dans les mottes elles-mêmes. Celles-ci sont plus résistantes à l'énergie de compactage à faible teneur en eau et sont finalement peu remaniées laissant apparaître de nombreux vides entre elles. Ces mottes deviennent plus molles à forte teneur en eau et résistent moins à l'effet du compactage, ce qui tend à réduire la perméabilité du sol (figure I.3). Le changement de la structure des sols fins compactés avec la teneur en eau est très bien illustré sur la photo II.1, obtenue par l'observation d'éprouvette du limon de Jossigny au microscope électronique à balayage (Cui, 1993).

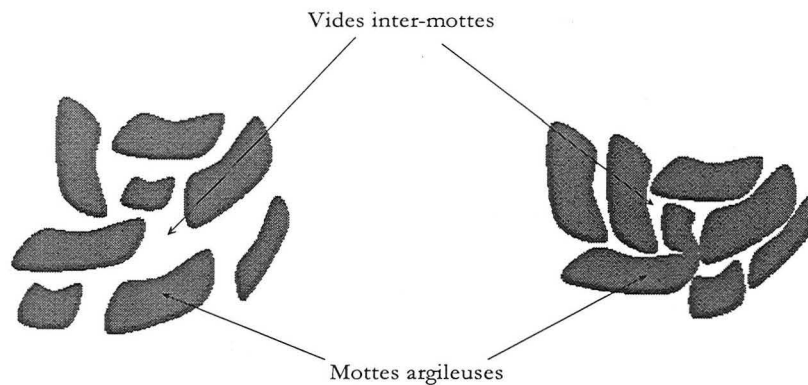
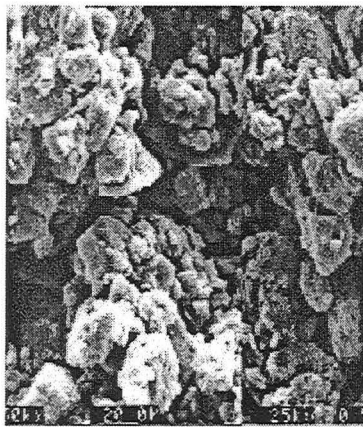


Figure I.3 - Structure des sols fins compactés selon Olsen (1962).



$W < W_{opt}$



$W < W_{opt}$

Photo I.1 - Structure du limon de Jossigny observée au microscope électronique à balayage pour des teneurs en eau de compactage inférieure et supérieure à l'optimum Proctor (Cui, 1993).

Daniel et Benson (1990) ont constaté expérimentalement une nette diminution de la conductivité hydraulique en réduisant la taille des mottes argileuses sur des éprouvettes de sol reconstituées après passage par des tamis de mailles différentes et compactées en deçà de la teneur en eau optimale (branche sèche de la courbe de compactage). Les différents auteurs semblent donc unanimes pour établir un lien entre la perméabilité de l'argile compactée, la dimension des vides

entre les mottes argileuses et donc indirectement de la tailles de ces mottes.

D'autres recherches (Mitchell *et al.*, 1965 et Daniel *et al.*, 1984), relie l'augmentation de la conductivité hydraulique des sols compactés, à faible teneur en eau, par l'apparition de chemins d'écoulement préférentiels dans des macropores qui se forment par une succession de grands vides inter-mottes qui persistent dans certaines zones où l'énergie de compactage se dissipe (figure I.4). Cette explication nous paraît plus réaliste et en tout cas, plus complète que celle de Olsen (1962). En effet, s'il est clair que la conductivité hydraulique du sol diminue suite au réarrangement des particules argileuses après compactage en deça de la teneur en eau optimale, il est vraisemblable que cet effet n'est pas subi uniformément, comme l'ont montré différentes études expérimentales (Amraoui, 1996).

Les résultats obtenus par de nombreuses études révèlent donc que l'argile compactée a une structure qui ne permet pas un passage homogène d'un flux de liquide. En effet, de grandes discordances ont été observées entre les conductivités hydrauliques déterminées à partir de la vitesse d'infiltration *in situ* et celles déterminées au laboratoire pour un même sol (Daniel, 1984 ; Field *et al.*, 1984 ; Boyton et Daniel, 1985 ; Day et Daniel, 1985 ; Elsbury *et al.*, 1988 ; Daniel et Brown, 1988 et Jayawickrama, 1990). Ces différences importantes ont été attribuées à l'existence de chemins d'écoulement préférentiels qui jouent un rôle déterminant dans le contrôle de la vitesse d'infiltration. Ce phénomène peut généralement s'expliquer soit par l'existence au sein du sol de zones de faible résistance à l'écoulement (créées par les racines des plantes, les fissures ou la dissipation non uniforme de l'énergie de compactage) ; soit par les instabilités hydrodynamiques au niveau du front d'humidification qui résultent des différences de la pression capillaire de part et d'autre de ce front (Babel *et al.*, 1995). Si cette dernière explication est largement acceptée pour les sols sableux à structure plus régulière, la première liée à la structure du sol est plus souvent retenue pour les sols fins.

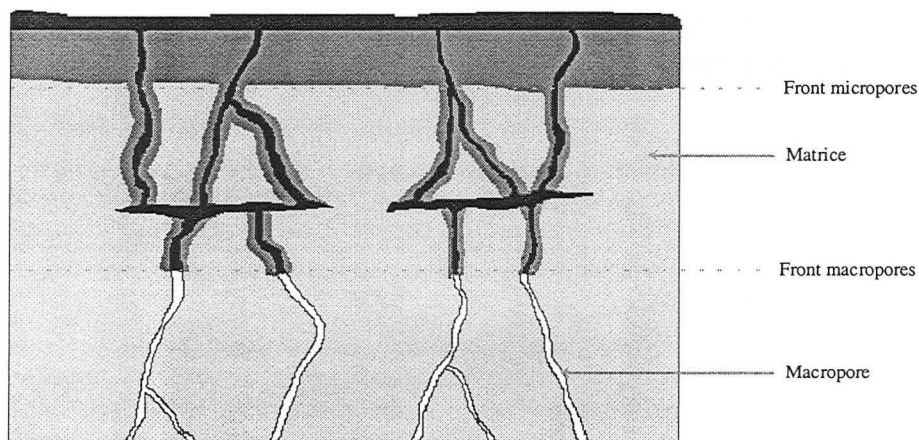


Figure I.4 - Formation des macropores dans les sols fins compactés.

### 4.3. Mécanisme de l'infiltration dans les couches de sols fins compactés

La théorie de l'effet du compactage sur la structure du sol, a été confirmée par des observations faites au cours d'un certain nombre d'études expérimentales où différents traceurs et liquides colorés ont été utilisés pour établir ces chemins d'écoulement (Brown *et al.*, 1986; Anderson *et al.*, 1989 ; Jayawickrama, 1990 ; Amraoui, 1996 ; Masroui, 1996). Booltink et Bouma (1991) ont également vérifié l'existence et étudié la répartition des écoulements préférentiels sur des échantillons d'argile intacts en installant plusieurs tensiomètres sur un même plan vertical. Ces chemins d'écoulement (également nommés dans la littérature : macropores ou chanel), parfois plusieurs fois plus grands que les pores du sol, déterminent la conductivité hydraulique même si leur contribution à la porosité totale peut rester très faible (de l'ordre de 5 % selon Chen *et al.*, 1993). Leur influence ne peut donc être négligée pour le développement d'un modèle mathématique adéquat pour l'analyse de l'écoulement des liquides à travers un sol fin.

Des études expérimentales ont permis d'expliquer le mécanisme de l'infiltration de l'eau dans les sols où la macroporosité est présente (Brown *et al.*, 1983 ; Brown *et al.*, 1986 et Jayawickrama, 1992). Ces travaux suggèrent que l'eau commence à se déplacer vers le bas à travers un système continu de macropores qui grâce à leurs grandes dimensions, offrent une moindre résistance à l'écoulement. Lorsque le front humide atteint l'interface entre deux réseaux (délimités par le compactage en couches), le liquide a tendance à s'étaler latéralement, avant que l'écoulement ne puisse se poursuivre vers le bas. La figure I.5. illustre ce mécanisme d'infiltration.



**Figure I.5** - Mécanisme de l'infiltration dans les couches d'argile compactée - Chemins d'écoulement préférentiels.

La présence dans les sols, de chemins d'écoulement continus de grands diamètres et leur influence sur le mouvement de l'eau, des solutés et des polluants est un phénomène qui a été reconnu dès 1864 (Schumacher, 1864). Hursh (1944) a signalé que la vitesse d'écoulement de l'eau à travers les sols n'est pas contrôlée uniquement par la taille des particules, mais aussi par la structure des agrégats. Horton (1942) avait reconnu le même phénomène et suggéré que l'écoulement qui se



produit à travers les vides les plus grands est plutôt turbulent alors que celui qui se produit à travers la masse intacte du sol est en général, laminaire.

## 5. MODELISATION DE L'EFFET DES MACROPORES SUR L'ÉCOULEMENT

Les premières recherches en la matière se rapportent à des applications dans deux domaines principaux. Le premier concerne l'influence des vides creusés par les racines végétales et des fissures dues au retrait du sol sur l'infiltration de l'eau de surface dans les zones agricoles. Le deuxième, qui trouvait ses applications surtout dans l'industrie pétrolière, traite l'écoulement de fluides à travers des roches fracturées. Les théories qui ont été élaborées pour ces deux cas, sont basées sur des hypothèses simplificatrices qui ne peuvent se justifier que pour les applications spécifiques concernées. Ces modèles ne peuvent donc être repris directement pour l'analyse de l'écoulement à travers un sol compacté. Toutefois, l'approche générale et les concepts de base peuvent être adaptés pour le développement d'une théorie adéquate. Dans cet esprit, nous présentons dans ce qui suit, une brève revue de ces travaux.

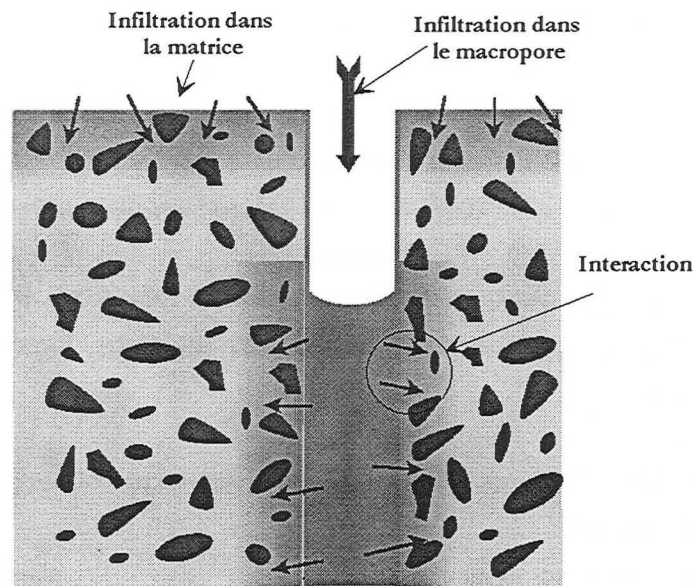


Figure I.6 - Différents processus d'infiltration dans un sol macroporeux.

Les travaux publiés qui se sont intéressés à l'écoulement de l'eau dans les macropores du sol peuvent être classés en deux catégories principales et ce, en se référant à la manière dont la macroporosité y a été considérée. En effet, les macropores ont généralement été définis selon deux critères principaux. De nombreux auteurs les ont définis par leur organisation structurale, en d'autres termes, par leur diamètre, par leur espacement et par le rapport de leur volume au volume total du sol (Beven et Germann, 1981 par exemple). D'autres, se sont plutôt intéressés à leur contribution à l'écoulement par la pression à laquelle ils se vident ou par leur contribution à l'infiltration (White, 1985). Mais il est bien entendu qu'aucune de ces définitions n'est exacte puisqu'elles restent toutes relatives aux propriétés de la matrice du sol (Chen *et al.*, 1993). Nous

retiendrons tout de même ces deux définitions pour classer les modèles qui décrivent l'écoulement dans les macropores.

### 5.1. Modèles basés sur l'organisation structurelle des macropores

Les agronomes se sont intéressés depuis longtemps à l'écoulement et au transport des sels et des fertilisants à travers les macropores. Scotter (1978) a présenté une théorie pour l'analyse du mouvement des solutés dans le sol, où il a considéré le réseau de macropores de deux façons différentes. Dans la première approche, il a assimilé les macropores à des tubes cylindriques de rayons égaux. Il a ensuite déduit des équations exprimant la concentration du soluté en fonction du temps et de la profondeur. Le nombre de tubes était estimé à partir de la conductivité hydraulique saturée en fixant un diamètre de pores. La deuxième approche considère les macropores comme un réseau hexagonal de fractures planes. La largeur des fractures est estimée et leur longueur se déduit de la conductivité hydraulique saturée. Il faut signaler que ce modèle a adopté une approche très simplifiée de la géométrie et de la distribution dimensionnelle des macropores.

Edwards *et al.* (1979) ont proposé une théorie pour calculer l'effet des pores non capillaires sur la vitesse d'infiltration dans les sols. Le modèle focalise sur l'analyse de la diffusion qui a lieu dans la matrice du sol. La vitesse d'écoulement dans le macropore dépend du taux des précipitations et du taux d'infiltration latérale. En d'autres termes, la résistance à l'écoulement dans les macropores est négligée. Ceci implique que ces derniers sont supposés se remplir instantanément si l'approvisionnement n'est pas contrôlé. Cette approche ne peut être adaptée à l'écoulement dans l'argile compactée où suite au compactage, les macropores n'ont pas des formes régulières et sont donc supposés opposer une résistance à l'écoulement au moins sous l'effet du frottement sur les parois (Jayawickrama, 1990).

Hoogmaed et Bouma (1980) ont présenté un modèle qui simule l'infiltration verticale et horizontale à travers une argile sèche fissurée. L'infiltration verticale de l'eau à travers les couches supérieures est décrite par un modèle unidimensionnel. La profondeur du front humide est déterminée à tout instant, par la différence entre l'intensité des précipitations et le taux d'infiltration. L'écoulement de l'eau dans les fissures commence dès l'instant où le front humide atteint une profondeur prédéterminée. Un modèle numérique unidimensionnel simule l'absorption horizontale de l'eau par un sol initialement sec. Mais, il faut dire que ce modèle est d'un intérêt limité, vu qu'il nécessite la connaissance de la vitesse d'écoulement dans les macropores comme donnée.

Beven et Germann (1981) ont adopté une approche originale pour étudier le problème de l'écoulement à travers un système combiné de macropores et de micropores. L'écoulement est considéré dans deux domaines. Dans le premier, il se fait à travers le système de micropores et peut être décrit par la formulation conventionnelle d'un écoulement non saturé unidimensionnel. Dans le deuxième domaine, il se fait à travers le réseau de macropores. La teneur en eau volumique dans les macropores est caractérisée comme une moyenne spatiale dans certains volumes finis représentatifs

du sol. Une fois l'écoulement dans les tubes initié, un film d'écoulement laminaire uniforme apparaît sur les parois de ces derniers. Cette théorie fournit une bonne modélisation de l'écoulement combiné dans les macropores et les micropores dans un profil de sol naturel, mais il faut signaler que les macropores considérés sont plus grands que ceux typiquement rencontrés dans le sol (Jayawickrama, 1990). Par ailleurs, l'écoulement dans les macropores est supposé se produire à une conductivité hydraulique constante égale à la conductivité saturée ce qui implique que ces derniers se saturent instantanément.

La théorie présentée par Davidson (1984) considère un milieu bidimensionnel contenant des fractures verticales espacées régulièrement. Le sol entre les fissures est supposé homogène. On suppose que l'eau libre alimente suffisamment la surface pour que les fractures soient continuellement remplies. Le modèle ne tient donc pas compte de la progression du front humide dans l'espace entre les fractures. Il présente les mêmes limites que les deux précédents.

Beven et Clarke (1986) ont présenté un cadre de travail statistique intéressant pour évaluer l'effet de l'écoulement dans les macropores sur l'infiltration à travers un bloc de sol. La représentation géométrique du réseau de macropores est similaire à celle de Beven et Germann (1981). Mais l'approche analytique est différente. Les tubes sont supposés verticaux, de section droite circulaire et de diamètre constant. Ils ne sont pas continus à travers toute la couche et ont une profondeur finie. La matrice du sol est supposée initialement sèche. Les résultats obtenus pour un tube sont généralisés à une population de tubes de différents diamètres et différentes profondeurs.

Des études plus récentes se sont intéressées à établir des modèles qui tiennent compte des chemins d'écoulement préférentiels, afin de calculer le temps de transition que mettent les particules d'eau pour traverser une couche d'argile. Cette approche s'inscrit dans le cadre du perfectionnement du dimensionnement des systèmes multicouches sensés former des barrières contre l'infiltration de l'eau polluée dans le sol. L'une des premières tentatives fût celle de Anderson *et al.* (1989). Dans ce modèle nommé "*Unifying model*", chaque couche d'argile est considérée comme une plaque avec une population de tubes verticaux droits régulièrement espacés ayant tous le même rayon. La plaque elle-même possède une perméabilité  $k_p$ , qui correspond à la conductivité matricielle de l'argile. La conductivité du sol se décompose donc en deux composantes :

$$k = k_p + \frac{\pi R^4}{8D^2} \quad (I.28)$$

où :

- D, est l'espacement entre les macropores ;
- R, le rayon des macropores.

Il est considéré que pour une distribution dimensionnelle des pores typique de l'argile, la perméabilité matricielle est négligeable devant celle des macropores, sa contribution n'est donc pas

prise en compte. L'utilisateur doit fournir la conductivité hydraulique et le rayon des tubes. La densité des macropores est ensuite déduite.

"*Unifying model*" suppose qu'une fois que le liquide atteint l'interface entre deux couches de compactage, il commence à s'étaler radialement. Le rayon  $R_h$ , de la zone humide est donné à tout moment par l'équation (I.29).

$$R_h = \sqrt{t.k_h.H} \quad (I.29)$$

où :

- $t$ , est le temps compté à partir du moment où le liquide atteint l'interface entre les deux couches ;
- $k_h$ , la conductivité hydraulique de l'interface ;
- $H$ , la charge hydraulique appliquée.

Une fuite est donc calculée à tout instant par cet écoulement radial et la continuité des réseaux de macropores des deux couches est vérifiée. Le temps nécessaire pour établir cette continuité est fonction de la distance qui sépare les deux macropores les plus rapprochés, qui est considérée comme une variable aléatoire générée par un programme conçu à cet effet. Les calculs sont effectués sur une surface carrée de côté 1,5 m.

Ce modèle est donc une simulation numérique assez réaliste du phénomène de l'infiltration. Il incorpore un certain nombre de points intéressants, bien qu'il soit loin d'être rigoureux mathématiquement. Ses défauts majeurs sont énumérés ci-dessous (Jayawickrama, 1992) :

- Il n'a pas été validé par des données expérimentales ;
- le modèle suppose que l'écoulement vertical dans les tubes a lieu instantanément ; en d'autres termes, que la totalité du retard dans le passage du liquide résulte de l'écoulement horizontal à l'interface ; cette hypothèse a été contredite plus tard par des chercheurs qui ont conclu que la vitesse d'écoulement horizontale aux interfaces est au moins aussi importante que celle de l'écoulement vertical ;
- l'auteur ne donne aucune explication quant au choix arbitraire de l'aire de la surface ; il est évident que si l'on considère une surface plus grande, la probabilité d'établir un chemin d'écoulement continu en peu de temps diminue, ce qui conduirait à des résultats différents ; de plus, la réalisation des calculs pour une surface plus grande risque d'être très coûteuse en temps de calcul ;
- pour une conductivité hydraulique donnée, le nombre calculé de tubes dépend du rayon de tube supposé, lequel a inévitablement une grande influence sur les résultats finaux ; une telle sensibilité pour un paramètre supposé n'est pas appréciable ;
- la conductivité hydraulique à l'interface  $k_h$ , introduite par l'utilisateur, a un effet important sur

les résultats ; avant que le modèle ne puisse être utilisé, il faudrait que des indications soient fournies quant au choix de ce paramètre.

Un deuxième modèle d'écoulement à travers les macropores a été proposé par Benson (1989). Nommé par l'auteur "*Macropore model*", il utilise une approche similaire à celle décrite plus haut. Encore une fois les défauts du sol sont représentés par des tubes cylindriques verticaux. L'interface est modélisée comme un aquifère limité. Les tubes de la partie supérieure de la couche sont considérés comme une série de puits qui drainent le liquide vers l'aquifère alors que ceux de la partie inférieure sont des puits qui évacuent l'eau de la couche (figure I.7). A la différence de "*Unifying model*", on suppose qu'un régime d'écoulement permanent est déjà établi à l'instant  $t = 0$ . Le rayon des macropores et leur espacement sont considérés comme des variables aléatoires distribuées autour d'une moyenne. Si le type de distribution est connu (normale, log-normale, Poisson, *etc.*), des valeurs de ces paramètres peuvent être générées.

Le temps de transition d'une particule d'eau à travers la couche d'argile est calculé par les formules approchées suivantes (I.30) et (I.31) :

$$t_{ij} = \frac{L^2}{J(H_i - H_j)} \quad (I.30)$$

$$t_{kl} = \frac{r_{kl}^2}{(T/b(H_k - H_l))} \quad (I.31)$$

où :

- $t_{ij}$ , est le temps de transition correspondant au parcours vertical entre les points  $i$  et  $j$  ;
- $L$ , épaisseur de la couche ;
- $J$ , coefficient d'écoulement défini par l'auteur, en se basant sur la conductivité hydraulique ;
- $H_i, H_j, H_k$  et  $H_l$ , charges hydrauliques respectivement aux points  $i, j, k$  et  $l$  ;
- $t_{kl}$ , le temps de transition correspondant au parcours horizontal entre les points  $k$  et  $l$  ;
- $r_{kl}$ , distance du point  $k$  au point  $l$  ;
- $T$ , transmissivité caractéristique de l'interface ;
- $b$ , un coefficient qui caractérise l'interface, défini par l'auteur.

Une simulation de Monte Carlo est utilisée pour estimer l'ensemble des paramètres qui définissent le chemin par la génération de nombres aléatoires. La procédure est répétée un grand nombre de fois et les temps de parcours horizontal et vertical sont retenus. Le temps de transition sera le minimum retenu de ces temps de parcours. "*Macropore model*" est plus rigoureux que "*Unifying model*", il représente mieux la variabilité des nombreux paramètres. Toutefois, le temps de calcul est important à cause des algorithmes de génération des nombres aléatoires : selon l'auteur, la modélisation d'une couche entière serait mathématiquement impossible. Les reproches qu'on peut faire au modèle peuvent être les suivantes :

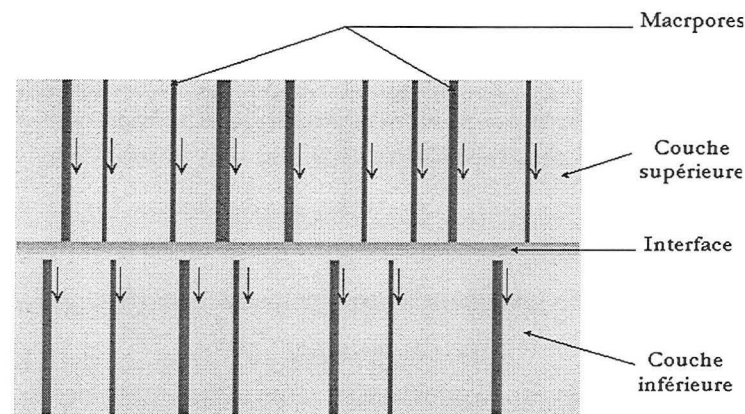


Figure I.7 - Mécanisme de l'infiltration dans les macropores selon Benson (1989).

- comme pour le modèle précédant, il n'y a pas eu de validation par des données expérimentales ;
- il ne simule pas le régime transitoire qui s'installe au début de l'infiltration, le sol étant à sa teneur en eau initiale ;
- il fait intervenir des paramètres (comme la transmissivité de l'interface, le nombre moyen de macropores et la porosité effective) sans donner la moindre indication quant à leur détermination.

Récemment, un modèle tridimensionnel simulant l'écoulement préférentiel dans un champ de conductivité hétérogène a été publié par Webb et Anderson (1996). Le principe est de considérer un champ d'écoulement où la conductivité hydraulique est aléatoirement corrélée en se basant sur la connaissance de la morphologie du système géologique. Ce champ est introduit dans un code de calcul tridimensionnel simulant l'écoulement et le transport de solutés. L'approche bien qu'intéressante, est d'une applicabilité très limitée. En effet, d'une part, elle a été appliquée dans un milieu saturé uniquement, et d'autre part, la masse de données sur la géométrie du problème nécessaire pour un tel calcul est considérable et il n'est souvent pas possible d'en disposer.

## 5.2. Modèles basés sur la contribution des macropores à l'écoulement

Philip (1968) a présenté une théorie pour le mouvement transitoire de l'eau dans un milieu poreux. Il considère deux types distincts de porosité : macropores et micropores. L'espace des macropores est défini comme étant caractérisé par des pores continus et connectés de grandes dimensions. Le modèle repose sur les suppositions suivantes :

- le transfert de l'eau à l'échelle de Darcy est supposé se produire dans les macropores uniquement ;
- avec la progression de l'eau à travers la macroporosité, un front humide sépare la région humide

de la zone sèche ; de part et d'autre de ce front, la différence de potentiels est supposée constante si l'alimentation est continue ;

- l'adsorption dans la microporosité à un point donné, commence à l'instant où le front humide l'atteint ;
- l'échange d'eau entre micropores et macropores est décrit comme une source dont la puissance est fonction du temps uniquement, dès que le front humide arrive à son niveau.

Dans ce modèle, l'écoulement transitoire est pris en considération à l'aide d'une approche continue. La contribution hydraulique des macropores  $y$  est caractérisée par la conductivité hydraulique saturée ainsi que par les valeurs initiale et finale de la teneur en eau volumique.

L'approche adoptée par Philip (1968) semble être la plus appropriée pour modéliser l'écoulement dans les sols compactés. Toutefois, la validité de certaines hypothèses simplificatrices mérite plus de réflexion. Des modifications sont à incorporer dans ce modèle pour l'appliquer au cas de l'argile compactée où les macropores sont peu nombreux, et où les paramètres qui caractérisent le réseau de macropores ne sont pas forcément constants avec le temps et dans l'espace.

Un modèle plus récent qui s'est intéressé à l'écoulement à travers les macropores est celui présenté par Jayawickrama (1990). Cette étude a été réalisée en deux étapes. La première est une phase expérimentale, incluant une série d'essais à grande échelle dans lesquels deux types d'argiles typiquement employées dans les couches de remblai ont été compactées dans des éprouvettes cylindriques de 60 cm de diamètre, puis testés pour déterminer le temps de transition et la conductivité hydraulique saturée. La deuxième phase comporte les développements théoriques du modèle.

Ce modèle nommé "*Macroflow*", utilise une approche qui se distingue de celle des deux derniers par sa continuité. En effet, un écoulement transitoire est supposé avoir lieu simultanément dans deux systèmes séparés de porosité différente : les micropores et les macropores. Il ne requiert pas d'informations sur la taille des pores, leur variabilité ou leur distribution spatiale, mais plutôt des paramètres globaux qui caractérisent le réseau de macropores en entier à savoir, la conductivité hydraulique des macropores,  $K$  et la macroporosité,  $\mu$ . Le mécanisme de l'écoulement imaginé dans "*Macroflow*" est comparable à celui décrit par Philip (1968). Un front humide commence à se déplacer initialement à travers le réseau de macropores. Au fur et à mesure qu'il avance dans la couche, une infiltration latérale se produit des macropores vers la masse d'argile environnante. L'écoulement a lieu simultanément dans le sol intact par infiltration directe depuis la surface. Les équations gouvernant l'écoulement dans les macropores et les micropores sont données en (I.32) et (I.33).

$$\int_0^H K \cdot d\Psi = \frac{dx}{dt} \int_0^s \Delta\theta_{ma} \cdot ds + \Delta\theta_{mi} \int_0^x \int_s^x Q(t - t_r) \cdot dr \cdot ds \quad (I.32)$$

$$\frac{\partial \theta_{mi}}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left( k(\theta_{mi}) \left( \frac{\partial \Psi}{\partial z} + 1 \right) \right) + S_u \quad (I.33)$$

où :

- $\theta_{mi}$  et  $\theta_{ma}$ , sont respectivement les teneurs en eau volumiques dans les micropores et les macropores ;
- $H$ , la charge hydraulique appliquée ;
- $S$ , la largeur du volume de sol considéré ;
- $K$ , la conductivité hydraulique des macropores ;
- $k$ , la conductivité hydraulique matricielle ;
- $x$ , la profondeur du front humide ;
- $z$ , la profondeur ;
- $t$ , le temps courant ;
- $t_r$ , le temps d'arrivée du front humide à la profondeur  $r$  ;
- $\Psi$ , la succion matricielle du sol environnant ;
- $S_u$ , le débit d'alimentation des macropores vers la matrice solide.

Aussitôt que le liquide atteint l'interface entre deux couches de compactage, il commence à s'étaler latéralement saturant une mince couche du sol. Cet écoulement latéral se poursuit jusqu'à ce qu'une zone finie de l'interface soit saturée. La continuité est supposée alors s'établir et le front reprend son mouvement dans la couche sous-jacente.

Durant la phase expérimentale de cette étude, il a été observé que la conductivité hydraulique varie avec la profondeur et il a été conclu que cela est dû à l'énergie de compactage appliquée en surface qui se dissipe en profondeur. Cette variation a été prise en compte dans le modèle. Pour la résolution simultanée des équations (I.32) et (I.33), une technique numérique basée sur une approche en différences finies a été utilisée.

Ce modèle d'écoulement à travers les macropores reflète beaucoup mieux la réalité du phénomène d'écoulement à travers les couches d'argile compactée. Il ne nécessite pas de données difficiles à définir sur la distribution dimensionnelle des pores et sa variabilité. La comparaison des résultats obtenus avec les données expérimentales a donné une bonne concordance (avec moins de 10% d'erreur selon Jayawickrama, 1992). Il faut signaler toutefois, que le modèle a été validé uniquement pour une couche d'argile compactée. Il convient donc d'émettre des réserves quant à la validité de la phase d'écoulement à l'interface. Des indications quant au choix des paramètres caractérisant l'interface sont nécessaires. De plus, la fonction décrivant l'échange entre les macropores et les micropores en fonction du temps nous paraît irréaliste. En effet, l'échange en question devrait dépendre principalement de la conductivité de la matrice du sol qui absorbe l'eau des macropores, et l'on voit mal comment on pourrait estimer le temps critique que nécessite cette fonction. D'un autre côté, le modèle est déterministe bien qu'appliqué à une surface couverte par des essais d'infiltromètres à grande échelle où la conductivité hydraulique ne représente que des



valeurs moyennes. Cette variabilité pourrait être incorporée dans le modèle en utilisant la méthode fiabiliste des premiers moments par exemple, ce qui éliminerait le besoin de faire des calculs répétés.

Jarvis *et al.* (1991) ont pour leur part, proposé un modèle également basé sur l'approche des deux domaines macroporeux et microporeux. L'écoulement dans les micropores est gouverné par l'équation de Richards et la conductivité des macropores est celle proposée par Beven et Germann (1981). L'échange entre les deux domaines d'écoulement est pris en compte *via* l'équation proposée par Van Genuchten et Wierenga (1976) basée sur la loi de Darcy et introduisant des facteurs de correction relatifs à la distribution dimensionnelle et à la géométrie des chemins d'écoulement. L'étude est complétée par une analyse de sensibilité pour indiquer dans quelles conditions l'écoulement dans les macropores devrait être considéré.

Ce modèle paraît intéressant vu qu'il reflète assez bien le mécanisme réel de l'infiltration et qu'il tient compte de façon plus réaliste de l'échange entre les deux domaines d'écoulement. Toutefois, l'équation qui décrit l'écoulement à travers les macropores et qui influence implicitement l'échange avec les micropores, n'est pas justifiée puisqu'elle se base sur un gradient de pression unitaire et le modèle présente les mêmes limites que celui de Beven et Germann (1981).

Une autre approche à double porosité a été adoptée par Hosang (1993). L'écoulement à travers l'un ou l'autre des deux domaines est considéré en fonction du taux d'alimentation en eau en surface (précipitation). Un taux de précipitation critique est donc défini. La première phase concerne les périodes de faibles précipitations où l'écoulement préférentiel est inexistant. La deuxième phase considère les périodes à fortes précipitations où l'infiltration est plus rapide, mais aussi l'écoulement en-dessous d'une certaine profondeur critique du front humide quel que soit le taux de précipitation. Les deux phases sont décrites par l'équation de Richards. Deux fonctions de conductivité hydraulique sont donc introduites. L'auteur suggère que la conductivité hydraulique des macropores est également un paramètre macroscopique basé sur la notion de volume représentatif élémentaire, mais à la différence de la conductivité de la matrice du sol, elle ne peut être mesurée au laboratoire sur des échantillons de petites dimensions et doit donc être déterminée *in situ* en utilisant une technique adéquate. Cette représentation à double conductivité hydraulique est comparable à celle adoptée pour décrire l'instabilité du front humide. Une procédure d'estimation des paramètres à partir de données expérimentales a été entreprise. La simulation d'un essai *in situ* donne des résultats comparables de façon satisfaisante à l'expérience.

Cette approche suppose que l'écoulement préférentiel n'intervient pas à faible taux d'alimentation en eau mais devient dominant dès que ce taux atteint une valeur critique et néglige complètement la possibilité d'un échange micropores/macropores. Cela sous-entend que la macroporosité qui ne représente que 0,5 à 5 % du volume du sol (Chen *et al.*, 1993) conduit la totalité de l'écoulement une fois que le taux de précipitations critique est atteint. Ce qui est loin d'être réaliste à la vue des résultats de diverses études expérimentales ayant visualisé le phénomène des écoulements

préférentiels par des solutions colorées (Jayawickrama, 1990). Toutefois, nous trouvons l'approche de la double conductivité hydraulique intéressante.

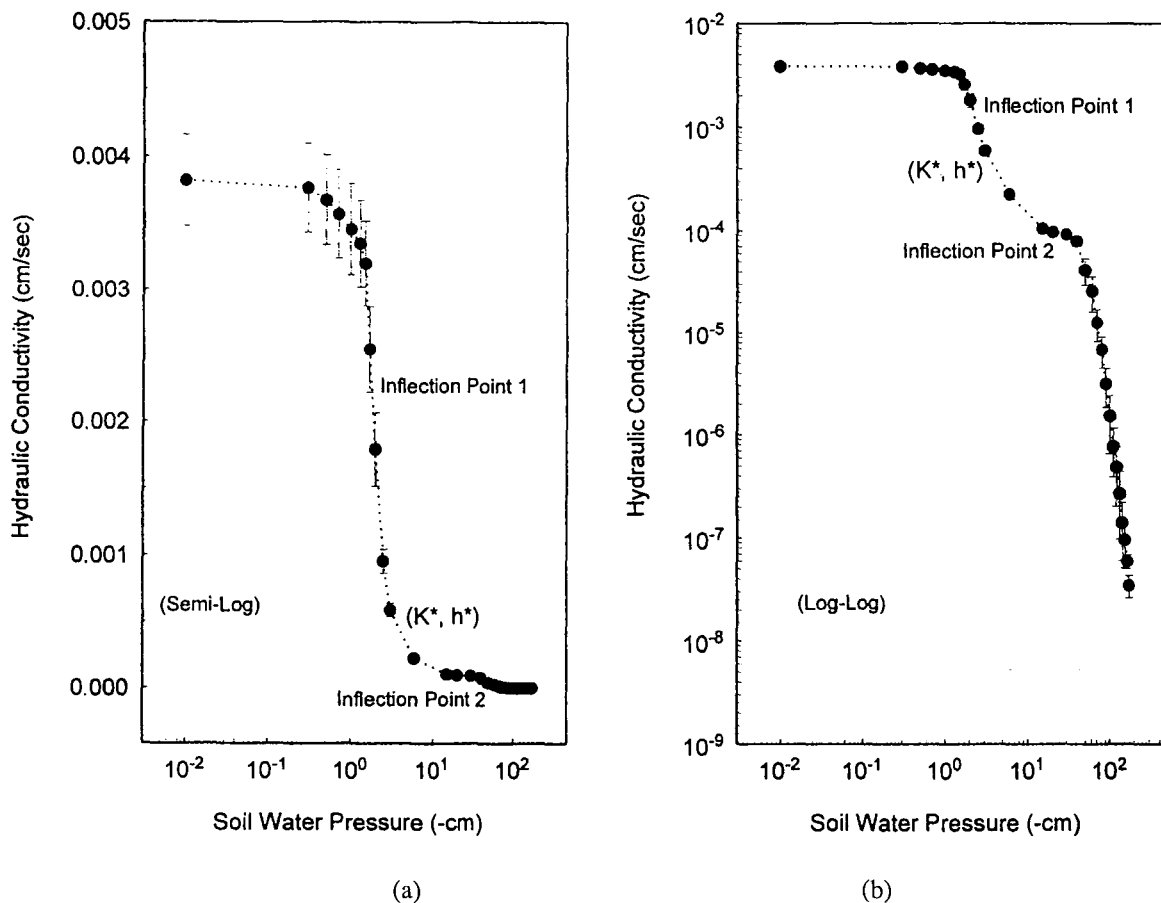
Faeh (1997) s'est intéressé plus généralement à l'étude des différents mécanismes d'écoulement ayant lieu dans un talus naturel. Parmi ces mécanismes, figure l'infiltration à travers les macropores. Ce type d'écoulement concerne deux types de vides : ceux créés par les racines des plantes ou comme résultat de l'activité biologique (macropores circulaires) et les fractures dues au retrait du sol durant les périodes de sécheresse (macropores plans). La macroporosité est modélisée par une approche continue où deux modes d'écoulement sont distingués selon le taux de remplissage des macropores. Pendant les premiers stades de l'infiltration, ces derniers sont partiellement pleins et sont supposés conduire l'eau sous la forme d'un film autour des parois. Cette phase est décrite par une équation similaire à la propagation d'une onde cinématique sous vitesse constante. Au fur et à mesure que l'écoulement se poursuit, l'épaisseur du film augmente jusqu'à atteindre le rayon du macropore qui est alors considéré comme plein et le flux devient purement capillaire décrit par une équation de diffusion. Le terme d'échange macropores-micropores est décrit par une équation de diffusion unidimensionnelle basée sur celle de Richards en coordonnées cartésiennes pour les macropores plans et en coordonnées cylindriques pour les macropores circulaires.

Le modèle «*Qsoil*» utilisé dans cette étude décrit le mécanisme de l'écoulement de façon réaliste, en particulier pour le mécanisme d'échange. Mais malgré tout, il fait intervenir deux paramètres difficilement estimables : la vitesse d'écoulement et le diamètre moyen des macropores. En effet, ces deux paramètres contrôlent complètement l'effet des écoulements préférentiels et notamment le passage à la phase de diffusion.

Une conception des plus récentes de la modélisation des écoulements préférentiels est celle proposée par Mohanty *et al.* (1997). Elle part de l'hypothèse que les macropores influencent le processus de l'écoulement principalement à l'approche de la saturation. Les auteurs suggèrent que les courbes de conductivité hydraulique et de rétention du sol soient modifiées pour tenir compte de cette influence dans le domaine des faibles succions. En supposant une distribution dimensionnelle bi-modale des rayons des pores du sol, ils ont proposé une fonction de conductivité hydraulique bi-modale (figure I.8) qu'ils ont introduite dans un code de calcul bidimensionnel. Les résultats obtenus ont été comparés avec ceux obtenus en adoptant le modèle unimodal combiné de conductivité hydraulique et de rétention de Van Genuchten (1980) et Mualem (1976). La confrontation des résultats avec des données expérimentales *in situ* a montré selon les auteurs, que le modèle fournit une meilleure description de l'infiltration et prédit en général, raisonnablement bien les écoulements préférentiels.

L'intérêt évident de ce modèle réside dans sa simplicité pratique. En effet, la fonction de conductivité hydraulique proposée est définie par des paramètres calculés ou estimés à partir des mesures au cours d'essais d'infiltration *in situ*. Cependant, si le modèle a été validé dans le domaine

des faibles succions (la succion dans le sol agricole testé ne dépasse pas 10 kPa), sa validité dans le cas de plus fortes succions sous lesquelles l'écoulement dans les macropores est tout aussi important (Birkholzer et Tsang, 1997) n'est pas prouvée.



**Figure I.8** - Courbes de conductivité hydraulique obtenues en superposant des mesures *in situ* (sol agricole de Rio Grande, Nouveau Mexique) et au laboratoire : échelle semi-logarithmique (a) et logarithmique (b) (Mohanty et al., 1997).

L'un des derniers travaux sur le sujet, à notre connaissance, est celui de Birkholzer et Tsang (1997) qui ont publié une simulation numérique de l'écoulement et du transport de solutés dans un milieu poreux non saturé et hétérogène. L'hétérogénéité est prise en compte par une distribution aléatoire de la conductivité hydraulique et l'écoulement est simulé par un code de calcul en éléments finis bidimensionnels. Les simulations ont porté sur un domaine allant de la saturation complète à des succions relativement élevées (de l'ordre de 80 kPa). Elles ont montré que l'importance, la localisation et les effets hydrauliques des écoulements préférentiels dépendent du degré de saturation initiale du sol. En particulier, des écoulements préférentiels importants ont été remarqués à la fois dans le cas de la saturation complète et dans celui de fortes succions. Par contre, leur importance est moindre pour des degrés de saturation intermédiaires.

	Auteur (Année)	Description
<b>Modèles basés sur l'organisation structurelle des macropores</b>	Scotter (1978)	Les macropores sont assimilés à des tubes cylindriques dont la taille et l'espacement sont estimés à partir de la conductivité hydraulique du sol.
	Beven et Germann (1981)	Approche continue basée sur un réseau de macropores interconnectés qui présente une conductivité hydraulique constante égale à la perméabilité du sol.
	Davidson (1984)	Milieu homogène en 2D contenant des fractures verticales régulièrement espacées supposées être remplies instantanément (aucune résistance à l'écoulement).
	Beven et Clarke (1986)	Milieu homogène contenant une population de macropores cylindriques de différents diamètres et différentes longueurs.
	Anderson <i>et al.</i> (1989)	Couches homogènes contenant des macropores cylindriques régulièrement espacés ; prend en compte l'écoulement horizontal entre les couches.
	Benson (1989)	Similaire à Anderson <i>et al.</i> Mais prend en compte la variabilité de la taille et de l'espacement des macropores par une simulation de Monte Carlo.
	Webb et Anderson (1996)	Milieu hétérogène ; l'écoulement préférentiel est représenté par la variabilité en 3D de la conductivité hydraulique.
<b>Modèles basés sur la contribution des macropores à l'écoulement</b>	Philip (1968)	Approche à deux domaines dans laquelle l'écoulement dans les macropores est supposé stationnaire et est déterminé par la conductivité hydraulique saturée et les valeurs initiale et finale de la teneur en eau.
	Jayawickrama (1990)	Adaptation du modèle de Philip aux argiles compactées à travers une approche continue qui considère la nature transitoire de l'écoulement dans les macropores.
	Jarvis <i>et al.</i> (1991)	Approche à deux domaines où l'écoulement dans les macropores est décrit par l'équation de Beven & Germann et introduisant des corrections par rapport à la dimension des macropores.
	Hosang (1993)	Modèle à deux domaines qui suppose que l'écoulement est dominé séparément soit par les macropores, soit par les micropores et ce suivant le taux d'alimentation en surface.
	Mohanty <i>et al.</i> (1997)	Approche basée sur une modification du modèle de conductivité hydraulique et de rétention de Van Genuchten et Mualem prenant en compte l'écoulement préférentiel à l'approche de la saturation.

**Tableau I.4** - Revue des approches les plus intéressantes adoptées pour modéliser les écoulements préférentiels.

## 6. ESTIMATION DES PARAMETRES DES MODELES PAR LA METHODE INVERSE

### 6.1. Introduction

Généralement, on parle de problème inverse à chaque fois que des modèles mathématiques sont utilisés pour expliquer ou confirmer des observations. L'approche consiste à estimer des paramètres du modèle considéré qui ont une signification physique mais qui sont difficilement mesurables à partir de mesures effectuées sur d'autres variables qui leur sont reliées. Le principe, moyennant l'hypothèse qu'un modèle mathématique déterministe simple incluant un petit nombre de paramètres inconnus décrive de façon satisfaisante le phénomène étudié, est d'estimer ces paramètres en minimisant la différence entre les variables observées et calculées.

L'étude des problèmes liés à l'écoulement dans les sols non saturés nécessite la connaissance de la courbe de rétention de l'humidité et de celle de la conductivité hydraulique du sol. Connaissant les problèmes pratiques que pose la détermination de ces deux caractéristiques, du fait de leur forte non linéarité, de leur nature hystérétique et de leur forte variabilité spatiale, l'emploi de procédures inverses pour leur estimation paraît très attractif. Au cours de ces dernières années, l'intérêt pour ces méthodes d'inversion numérique dans le but de la caractérisation hydrodynamique des sols, n'a pas cessé de croître. Ces techniques d'abord employées pour les sols saturés, intéressent de plus en plus les chercheurs dans le domaine des sols non saturés.

Selon McLaughlin et Townley (1996), une méthode inverse peut être caractérisée par les propriétés suivantes :

- la façon dont elle considère l'effet des paramètres du modèle (la paramétrisation) ;
- le modèle direct qu'elle utilise pour relier les paramètres aux observations ;
- le critère de performance qu'elle adopte pour juger des « bonnes » estimations des paramètres ;
- la technique de résolution employée pour calculer ces estimations.

McLaughlin et Townley (1996) pensent que même si ces propriétés sont toutes les quatre importantes, les algorithmes inverses utilisés en hydrologie diffèrent principalement par la paramétrisation autrement dit la réduction du nombre des paramètres de l'infini à un nombre fini.

On distingue deux types d'erreur associés à l'identification des paramètres par approche inverse (Yeh, 1986). Le premier concerne l'erreur sur le critère de performance (erreur sur le modèle) et le deuxième englobe les incertitudes sur les paramètres. Une augmentation du nombre de paramètres inconnus améliore en général, l'erreur sur le modèle mais engendre parallèlement un accroissement de l'incertitude sur les paramètres. Le nombre optimal des paramètres dépendra de la quantité et de la qualité des observations.

## 6.2. Techniques de résolution du problème inverse

Les techniques utilisées par différents auteurs pour résoudre le problème inverse dans le domaine de l'écoulement de l'eau dans le sol ont été revues notamment par Neuman (1973), Yeh (1986) ainsi que par McLaughlin et Townley (1996). Il s'en dégage deux types de méthodes principalement adoptées. Cette classification se base sur le critère d'erreur utilisé. Nous essayerons dans ce qui suit d'expliquer les grandes lignes de la méthodologie de ces deux types de méthodes.

### 6.2.1. Méthodes directes

Le critère d'erreur considéré dans ces méthodes concerne l'équation utilisée pour décrire le problème direct. Un terme d'erreur est ajouté à cette équation pour tenir compte des incertitudes sur les mesures et sur les éventuelles interpolations. Ce terme d'erreur est ensuite minimisé pour aboutir à l'estimation des paramètres inconnus. Différentes techniques ont été utilisées pour la minimisation de l'erreur : la méthode de l'énergie dissipée, l'inversion de matrice, l'intégration directe de l'équation différentielle, *etc.* (Yeh, 1986).

L'inconvénient majeur de ces méthodes réside dans le fait qu'elles ne peuvent tenir compte de l'erreur sur les observations. De ce fait, l'approche doit se limiter aux cas où une grande quantité d'observations est disponible. De plus, cette approche ne convient pas aux sols non saturés dont l'équation d'écoulement est non linéaire.

### 6.2.2. Méthodes indirectes

Le critère d'erreur utilisé ici est généralement basé sur la minimisation de la différence entre les valeurs mesurées et estimées d'une variable mesurable qui en dépend (par exemple, le débit ou la charge hydraulique en un point donné). Cette différence est habituellement nommée : "fonction objectif". En général, la procédure commence par une estimation initiale des paramètres qui sera réajustée de façon itérative jusqu'à ce que la réponse du modèle soit suffisamment rapprochée des observations. Diverses techniques numériques ont été utilisées pour l'optimisation : la méthode de Gauss-Newton, la méthode du gradient conjugué, la méthode de Newton-Raphson, *etc.*

La procédure itérative convient très bien au cas non saturé. L'intérêt principal de ces méthodes est qu'elles s'appliquent aux cas où la quantité d'observations est limitée. Cependant, le problème d'optimisation est normalement fortement non linéaire et souvent non convexe (Yeh, 1986).

## 6.3. Position du problème inverse

Le problème inverse est assez souvent mal posé. Cela revient à dire qu'on se trouve dans un cas où une solution unique pour les paramètres ne peut être trouvée avec les observations disponibles. La mauvaise position du problème peut donc se manifester à 3 niveaux : l'identifiabilité, l'unicité et la stabilité de la solution.

Pour illustrer la position du problème inverse, considérons un vecteur de paramètres (P) défini par n paramètres à déterminer ( $P_1, P_2, \dots, P_n$ ) appartenant à l'espace des paramètres de dimension n et vecteur observations (O) défini par m observations ( $O_1, O_2, \dots, O_m$ ) appartenant à l'espace des observations de dimension m. Supposons que l'on dispose d'un modèle mathématique décrivant le problème direct représenté par un opérateur  $\Phi$  :

$$(O) = \Phi[(P)] \quad (I.34)$$

La résolution du problème inverse consiste à identifier un estimateur  $\Gamma$  de  $\Phi^{-1}$  qui relie les observations (O) aux paramètres (P) :

$$(P) = \Gamma(\Phi^{-1}[(O)]) \quad (I.35)$$

On dit généralement que le problème inverse est bien posé si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- à chaque vecteur observations (O), correspond un vecteur paramètres (P) ;
- ce vecteur (P) est unique ;
- la solution (P) dépend continuellement du vecteur (O).

### 6.3.1. Identifiabilité de la solution

La solution du problème inverse est identifiable si à chaque vecteur d'observations (O), il est possible d'attribuer un vecteur de paramètres (P) dont les valeurs sont admissibles. Il est important de vérifier que la procédure inverse permet de trouver une solution acceptable. L'identifiabilité est souvent liée aux observations. Si la solution n'est pas identifiable avec un jeu d'observations donné, elle peut l'être avec des observations différentes. Il s'agit d'une condition nécessaire mais pas suffisante.

### 6.3.2. Unicité de la solution

La solution est unique si à chaque vecteur d'observations (O), est attribué un vecteur (P) et un seul dans l'espace des paramètres admissibles. L'unicité est à distinguer de l'identifiabilité, en effet, la solution est unique seulement si les paramètres sont identifiables, mais une solution identifiable n'est pas forcément unique.

Selon Chavent (1974), le problème de l'unicité est d'une grande importance pratique, car dans le cas où la solution n'est pas unique, les paramètres identifiés diffèrent en fonction de leurs estimations initiales et il n'y a aucune garantie pour qu'ils soient proches des valeurs "réelles".

Pour vérifier l'unicité de la solution, on procède généralement à plusieurs estimations à partir de jeux de paramètres initiaux différents. Pour chaque paramètre, un coefficient de variation est alors calculé par rapport à la valeur optimisée. La solution peut être considérée unique si ces coefficients

de variation sont faibles (Garnier, 1996). Le problème d'unicité est également lié au nombre et à la qualité des observations.

### 6.3.3. Stabilité de la solution

La solution du problème inverse est stable si de faibles perturbations des observations n'engendrent pas de variations disproportionnées des paramètres estimés. Cela se vérifie en introduisant de légères variations sur les observations (de l'ordre de 1%) et en étudiant les perturbations éventuelles sur la solution. L'étude de la stabilité de la solution revient donc en quelque sorte, à observer l'effet de l'incertitude des mesures reliées aux observations sur les paramètres estimés.

### 6.3.4. Techniques de validation

Diverses techniques de validation des procédures inverses pour l'estimation des paramètres ont été employées. Elles permettent la vérification de l'identifiabilité, l'unicité et la stabilité de la solution, mais aussi d'apprécier la sensibilité de la solution à chacun des paramètres estimés. Parmi les moyens de validation les plus couramment utilisés, on peut citer : les surfaces de réponse, l'examen de la matrice des covariances ou encore le calcul de la sensibilité aux paramètres.

- *Surfaces de réponses :*

Les surfaces de réponse permettent d'évaluer la fiabilité des procédures inverses (Russo *et al.*, 1991). Le principe est de montrer l'influence d'un couple de paramètres sur la fonction objectif. Les paramètres estimés sont donc considérés deux à deux et sont perturbés autour de leurs valeurs optimales. La fonction "*objectif*" est évaluée en utilisant le modèle direct, et portée sur un graphe dans le plan formé par les deux paramètres. Si les valeurs sont suffisamment nombreuses, des courbes d'isovaleurs peuvent être tracées. Ces graphiques sont appelés : "surfaces de réponse" (figure I.9).

L'étude de ces isovaleurs permet d'apprécier l'unicité et la stabilité de la solution. En effet, si la solution est unique, elles forment des courbes concentriques autour de la solution. Dans le cas contraire, les surfaces de réponse laissent apparaître plusieurs minima. L'étude de la stabilité peut se faire en introduisant différentes perturbations sur les paramètres et en comparant le déplacement du minimum sur les surfaces de réponses correspondantes. La solution est jugée instable si les isovaleurs s'éloignent de la solution et s'espacent lorsque les perturbations deviennent plus importantes.

Les surfaces de réponse représentent un moyen efficace pour vérifier la cohérence de la procédure inverse. Cependant, leur réalisation exige un grand nombre de calculs ce qui la rend très lourde.



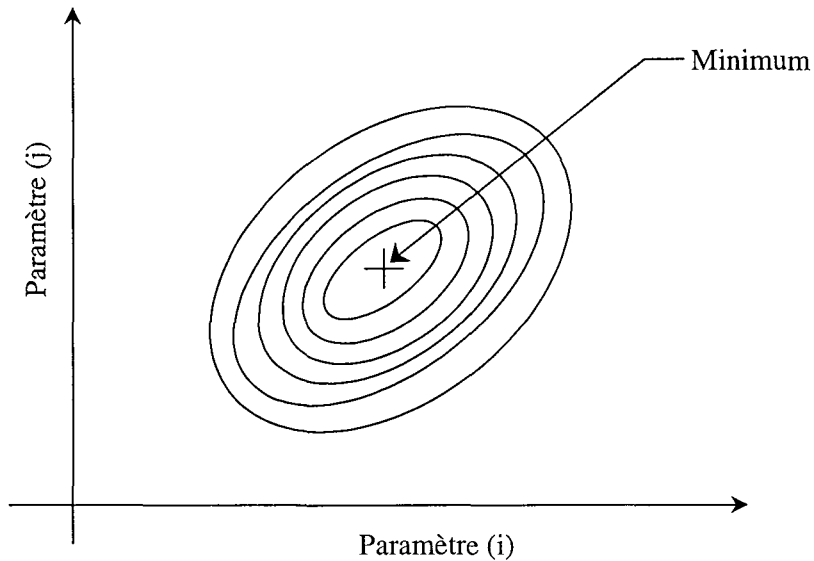


Figure I.9 - Surface de réponse typique d'un problème inverse bien posé

• *Matrice de covariance :*

La matrice de covariance des paramètres estimés permet d'étudier l'incertitude et la corrélation entre les paramètres. Les termes de la diagonale correspondent aux variances de chacun des paramètres estimés et les termes hors diagonale à la covariance entre deux paramètres. Cette matrice de covariance peut être définie par :

$$\text{Cov}((P)) = E\left[\left((P) - (P)^*\right), \left((P) - (P)^*\right)^T\right] \tag{I.36}$$

où :

- (P), représente le vecteur des paramètres « réels » ;
- (P)<sup>\*</sup>, le vecteur des paramètres estimés ;
- T, en exposant indique la transposée d'une matrice ;
- E, est l'espérance mathématique.

Une approximation de la matrice de covariance des paramètres estimés peut être calculée par (Yeh, 1986) :

$$\text{Cov}((P)) = \frac{J((P)^*)}{m - n} [A]^{-1} \tag{I.37}$$

où :

- J((P)<sup>\*</sup>), est l'erreur égale à l'écart entre les observations et les variables calculées ;
- m, le nombre d'observations ;
- n, le nombre des paramètres ;
- [A], le produit (J<sub>D</sub>)<sup>T</sup> . J<sub>D</sub> ;
- J<sub>D</sub>, la matrice jacobienne de la fonction "objectif" par rapport aux paramètres.

La variance d'un paramètre est d'autant plus faible que l'incertitude sur ce paramètre est réduite. La corrélation entre les paramètres renseigne sur leur interdépendance par rapport à la fonction "objectif". Selon Yeh (1986), une corrélation entre les paramètres, également appelée "colinéarité", peut engendrer une convergence lente de la procédure itérative de minimisation et conduit, dans tous les cas, à des paramètres mal optimisés. Une manière plus rigoureuse de traiter un problème de colinéarité lorsqu'on dispose d'un nombre suffisant d'observations, peut être l'utilisation de techniques statistiques telles que l'analyse en composantes principales afin de chercher une relation entre les deux paramètres corrélées pour pouvoir en estimer un seul.

#### 6.4. Utilisation des méthodes inverses dans les sols non saturés

L'utilisation de l'approche inverse pour la détermination de la conductivité hydraulique des sols non saturés est relativement récente. En effet, jusqu'au début des années 1980, ces méthodes ont été exclusivement consacrées à la caractérisation des milieux poreux saturés pour lesquels, l'équation de l'écoulement est linéaire.

Une des premières études a été celle de Zachmann *et al.* (1981). Elle visait à examiner l'influence de la variable mesurée à introduire dans la fonction "objectif". Des procédures inverses ont été présentées en utilisant des fonctions "objectif" construites par des combinaisons des variables mesurées au cours d'essais d'infiltration réalisés au laboratoire sur des colonnes de sol non saturé. Ces variables sont l'évolution de l'infiltration cumulée en fonction du temps, la variation de la pression capillaire et la teneur en eau en un point donnée en fonction du temps. Le problème inverse a été résolu par une méthode indirecte. Les auteurs ont conclu que l'infiltration cumulée permet d'obtenir les meilleurs résultats alors qu'elle est la variable la plus facile à mesurer.

Russo *et al.* (1991) se sont intéressés à étudier l'effet du modèle théorique utilisé pour décrire les caractéristiques hydrodynamiques du sol. Ils ont étudié la faisabilité d'une estimation des paramètres par approche inverse utilisant des mesures au laboratoire. Les résultats obtenus par 3 modèles différents (ceux de Childs et Collis-George, 1950 ; Burdine, 1953 et Mualem, 1976) ont été comparés. La conclusion la plus intéressante de ce travail signale l'importance de l'introduction d'un complément d'information sur les paramètres mesurables dans la fonction "objectif" (la conductivité hydraulique saturée en l'occurrence), ce qui a pour effet de renforcer la stabilité et d'assurer l'unicité de la solution. Cette recommandation est reprise par Shani et Parker (1997) qui ont adopté une démarche similaire en considérant les modèles de conductivité hydraulique et de rétention de Brooks et Corey (1964), Mualem (1976) – Gardner (1958) et Mualem (1976) – Van Genuchten (1980).

Les méthodes inverses paraissent donc aujourd'hui représenter un moyen prometteur pour l'estimation des paramètres des sols non saturés. Depuis quelques années, elles se révèlent d'un intérêt indéniable pour traiter certains problèmes complexes pour lesquels aucune autre alternative fiable n'existe. Ainsi, différents auteurs ont essayé de les exploiter pour identifier et quantifier

l'effet de phénomènes bien particuliers tels que l'hystérésis (Kool et Parker, 1988), la présence d'hétérogénéité dans le sol (Zhang et Yeh, 1997 et Lehmann et Ackerer, 1995) ou le gonflement (Garnier *et al.*, 1997). Peu de travaux ont par contre porté sur l'identification des écoulements préférentiels dans les macropores à notre connaissance.

L'une des rares études ayant pour objet l'estimation des paramètres hydrodynamiques d'un sol macroporeux non saturé par l'approche inverse est celle de Chen *et al.* (1993). Le but était de quantifier l'effet hydraulique de la macroporosité à partir de la variation de la teneur en eau mesurée lors d'un essai de drainage *in situ*. Le problème direct est traité par une approche à double porosité simplifiée où l'écoulement dans les macropores est supposé dominer la première phase du drainage alors que la deuxième phase a lieu exclusivement à partir de la matrice du sol. Selon les auteurs, les valeurs de conductivité hydraulique obtenues pour la matrice du sol et le taux de macroporosité hydrauliquement active (figure I.10) sont réalistes. En particulier, les valeurs de macroporosité obtenues sont très proches de celles mesurées sur des échantillons du même sol. La conductivité hydraulique saturée globale du sol reste assez éloignée de celle mesurée sur des éprouvettes du même sol au laboratoire. Les auteurs jugent la procédure employée adéquate en signalant que les résultats obtenus sont très sensibles à l'erreur sur les mesures, et suggèrent qu'un modèle à double porosité plus sophistiqué devrait permettre une meilleure estimation des paramètres hydrauliques des macropores.

La démarche de Chen *et al.* (1993) semble intéressante pour la détermination de l'effet hydraulique de la macroporosité dans les sols même si le fondement du modèle utilisé pour résoudre le problème direct, notamment en ce qui concerne la séparation entre les deux domaines paraît discutable.

Zurmühl et Durner (1998) ont présenté une méthode inverse pour l'estimation des caractéristiques hydrodynamiques d'un sol sableux à partir de mesures de flux au cours d'une expérience de drainage. L'originalité de la démarche est l'adoption pour ces courbes de lois bimodales définies par la sommation de deux courbes basées sur le modèle de Van Genuchten (1980) et Mualem (1976) (figure I.11). Cela est justifié par le fait que la granulométrie du sol montre une distribution à deux pics. Les résultats obtenus montrent selon les auteurs, que les lois bimodales permettent d'obtenir une meilleure estimation des paramètres du modèle, même si des problèmes d'unicité de la solution ont été signalés. Bien qu'il ne s'agisse pas ici d'écoulements préférentiels ni de macropores, l'intérêt de ce travail pour nous est qu'il explore la faisabilité de l'estimation des paramètres de lois bimodales comparables au modèle de la courbe de conductivité hydraulique proposé par Mohanty *et al.* (1997).

Signalons par ailleurs, que si de nombreux travaux sont aujourd'hui, consacrés aux procédures inverses dans les sols non saturés, beaucoup de problèmes de stabilité et d'unicité des solutions obtenues sont rapportés. Aussi depuis quelques années, de plus en plus de recherches s'intéressent à améliorer l'analyse des résultats obtenus par l'estimation des paramètres et à en calculer l'erreur. Dans cet objectif, un intérêt grandissant s'est manifesté pour l'introduction des méthodes

statistiques et stochastiques en particulier, pour prendre en compte la variabilité des propriétés hydrodynamiques des sols naturels à grande échelle.

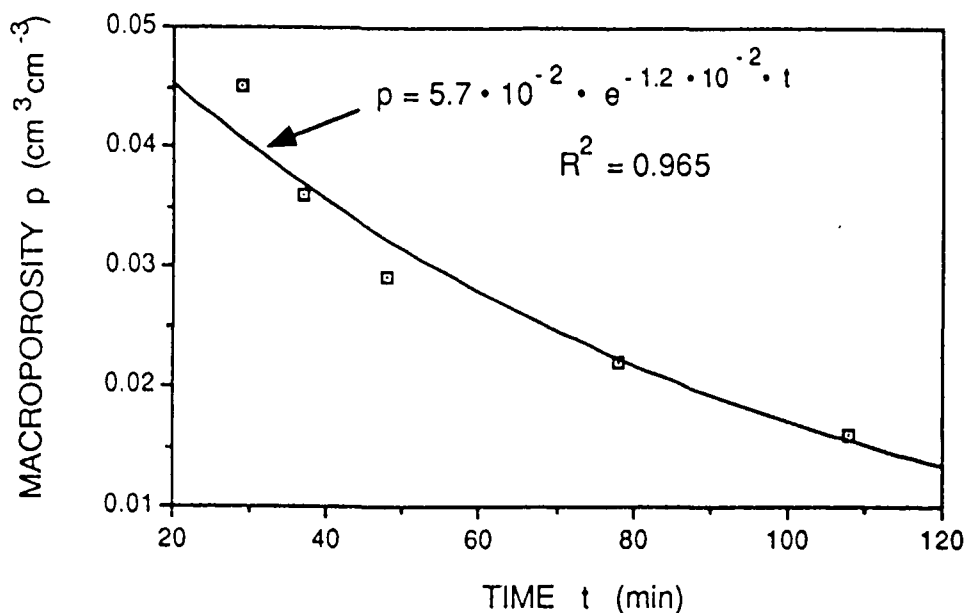


Figure I.10 - Régression sur l'évolution du volume de la macroporosité rempli d'eau en fonction du temps obtenue par la méthode inverse (Chen et al., 1993)

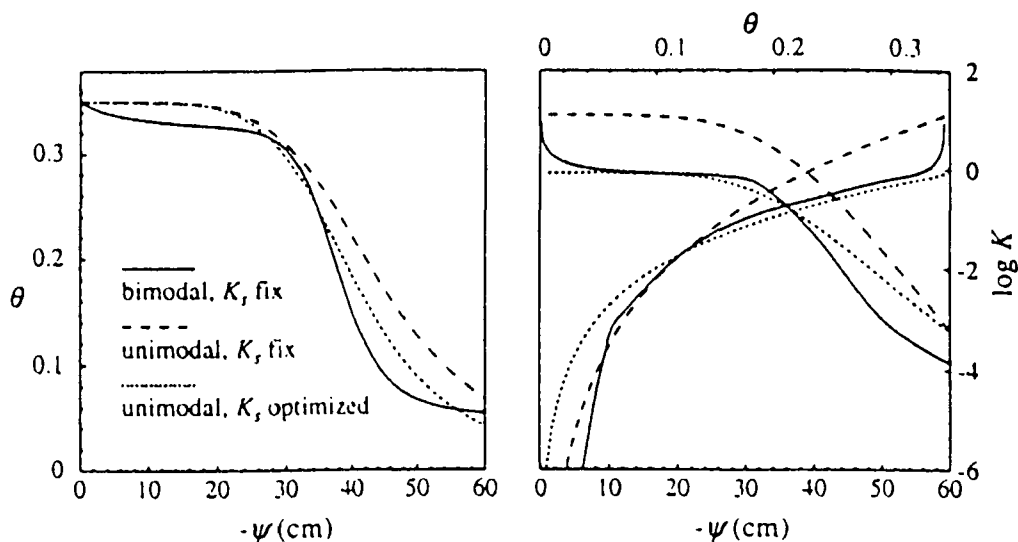


Figure I.11 - Courbes de rétention (a) et de conductivité hydraulique (b) unimodale et bimodale du sol de Rastatt déterminées par l'inversion à partir des mesures du volume drainée cumulé (Zurmühl et Durner, 1998).

### 7. CONCLUSION

Cette étude bibliographique de l'écoulement de l'eau dans les sols non saturés et des différentes difficultés auxquelles elle est confrontée nous a permis de dégager un certain nombre de points particulièrement intéressants sur lesquels nous allons baser le développement de notre démarche.

Malgré un nombre important de travaux, la difficulté majeure pour la modélisation du transfert de fluides dans les sols non saturés réside encore dans la description des propriétés hydrodynamiques du sol. En effet, pour les sols à structure régulière, les modèles empiriques intéressants par leur formulations simples, sont d'un emploi pratique limité vu qu'ils ne peuvent s'appliquer qu'à des types de sols bien définis. L'approche macroscopique néglige l'effet de la distribution dimensionnelle des pores sur la conductivité hydraulique dont l'importance a été prouvée alors que les modèles statistiques en donnent une représentation trop simplifiée particulièrement pour des sols dont la structure et la texture ne sont pas régulières.

Pour les sols fins compactés, l'existence et l'importance des écoulement préférentiels dans les macropores sont signalées par plusieurs études expérimentales. L'intégration de cet aspect de l'infiltration dans un modèle d'écoulement et de transport de polluants est donc nécessaire. Les premières tentatives qui vont dans ce sens, basées sur une description de l'organisation de l'espace poreux montrent cependant leurs limites. Ces dernières années, on semble s'orienter plutôt vers une description des macropores basée sur leur contribution hydraulique à l'écoulement. Les modèles les plus intéressants adoptent quasiment tous une approche à double porosité, certains considèrent un écoulement simultané dans les deux domaines avec ou sans terme d'échange ; tandis que d'autres supposent une séparation des deux processus en se basant sur des conditions prédéfinies. Si les premiers posent le problème de la définition d'un mécanisme d'interaction réaliste, les derniers se trouvent affrontés à la difficulté de définir les conditions du passage d'un type d'écoulement à l'autre.

Etant donné le coût et les difficultés pratiques, que représente la mesure des caractéristiques hydrodynamiques des sols, l'emploi de l'approche inverse pour leur estimation à partir de données plus facilement mesurables suscite de plus en plus d'intérêt. Toutefois, la mise en œuvre des méthodes numériques d'optimisation, pour le moins complexes, ajoutée le plus souvent à un manque qualitatif et/ou quantitatif de données et à l'inadéquation du modèle direct qu'elles utilisent limite leur intérêt. La possibilité de leur application à des sols macroporeux bien que séduisante en l'absence d'une alternative fiable pour l'estimation des paramètres, n'a pas été suffisamment explorée.

En se basant sur les critiques que nous avons pu formuler suite à cette revue de la littérature, nous nous proposons dans le chapitre suivant, de mettre au point 3 modèles pour décrire l'infiltration verticale dans un sol non saturé en prenant en compte les écoulements préférentiels dans les macropores. Le premier teste la possibilité de décrire ces écoulements par l'ajustement des paramètres dérivant les propriétés hydrauliques du sol en utilisant le modèle de Van Genuchten (1980) ; le deuxième adopte une approche à deux domaines où l'écoulement est supposée se produire simultanément avec un terme d'échange, alors que le troisième introduit un modèle bimodal pour décrire la conductivité hydraulique.



*Chapitre II :*

**ETUDE DU PROBLEME DIRECT**





## 1. INTRODUCTION

Dans le chapitre précédent, nous avons mis en évidence l'importance de la prise en compte de l'effet de la présence des macropores dans la modélisation de l'infiltration dans les sols fins compactés. Nous avons pu noter que bien que différentes approches de modélisation basées sur le concept des deux domaines aient été proposées pour les sols naturels, il n'existe encore aucun modèle universellement accepté. Pour les sols compactés, bien que l'apparition des écoulements préférentiels ne soit plus à prouver, le problème de leur intégration dans les modèles d'infiltration n'a pas été suffisamment exploré. D'une part, très peu de modèles prennent en compte l'effet des macropores sur l'écoulement dans ce type de sols, et d'autre part, les paramètres qui représentent la macroporosité sont en général, mal définis et le plus souvent dépourvus d'un véritable sens physique, ce qui complique leur estimation et limite par conséquent l'intérêt de ces modèles.

Afin d'intégrer l'effet des écoulements préférentiels à travers la macroporosité et en nous basant sur la revue de la littérature du chapitre précédent, nous nous proposons dans ce chapitre, de développer et de comparer 3 approches basées sur des conceptions différentes des écoulements macroporeux.

Comme première approche, nous avons entrepris de développer un modèle d'infiltration pour un milieu homogène. Cela nous permettra de vérifier s'il est possible avec la formulation classique de l'équation de Richards (I.7) associée au modèle combiné de conductivité hydraulique et de rétention de l'humidité de Mualem (1976) et Van Genuchten (1980) (I.19 et I.20), de tenir compte des effets de la macroporosité sur l'infiltration. En d'autres termes, nous cherchons à caractériser un milieu homogène équivalent à la matrice intacte du sol et à l'ensemble des macropores.

Le deuxième modèle que nous proposons considère que l'infiltration se produit simultanément dans deux domaines de porosité différente. Le premier décrit la matrice intacte du sol alors que le deuxième représente un réseau de macropores interconnectés qui présente une plus grande conductivité hydraulique. Un terme d'échange basé sur la loi de Darcy est supposé refléter l'interaction entre ces deux domaines. Ce modèle suppose donc que le milieu peut être décomposé en deux milieux qui présentent des conductivités hydrauliques différentes.

La troisième approche présentée suppose que le milieu peut être représenté par un sol ayant une fonction de conductivité hydraulique bimodale. Il s'agit donc de proposer une modification du modèle de conductivité hydraulique de Mualem (1976) et Van Genuchten (1980), afin de prendre en compte l'apport des macropores.

Après la présentation détaillée de ces trois approches de modélisation, nous présenterons les résultats obtenus par des simulations numériques d'un essai d'infiltration au laboratoire. Cela nous permettra notamment d'apprécier l'adéquation des modèles proposés pour la description de l'infiltration dans les couches de sols fins compactés.

## 2. APPROCHE DU MILIEU HOMOGENE (MH)

### 2.1. Description du modèle

Le domaine étudié est une colonne multicouche de sol initialement non saturé dont la section peut être circulaire ou rectangulaire. L'état initial peut être imposé sous la forme d'un profil de teneur en eau ou de potentiel hydrique. Les conditions aux limites supérieure et inférieure peuvent s'exprimer en terme de teneur en eau, de charge hydraulique ou de flux fixe et maintenu constant au cours de l'infiltration. Chaque couche de sol est caractérisée par une courbe de conductivité hydraulique et une courbe de rétention décrites par la formulation de Mualem (1976) et Van Genuchten (1980) (équations I.19 et I.20). Le domaine d'étude ainsi défini, est discrétisé en  $N$  mailles régulières de dimension égale au pas de profondeur  $\Delta z$ , lequel est supposé suffisamment réduit pour qu'à l'échelle d'une maille, le potentiel hydrique et par conséquent les caractéristiques hydrodynamiques du sol, puissent être considérés uniformes et évalués au centre de cette dernière.

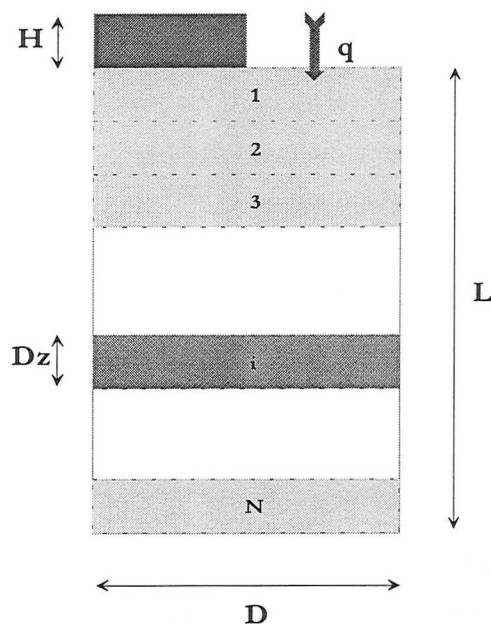


Figure II. 1 - Discrétisation du domaine d'étude en différences finies.

### 2.2. Formulation mathématique

Comme on l'a vu dans le chapitre précédent (Cf. §I.3.1), la formulation en  $\Psi$  de l'équation de Richards pose souvent des problèmes de conservation du bilan de masse alors que la formulation en  $\theta$ - $\Psi$ , qui garantit un bilan équilibré (Celia *et al.*, 1990), présente l'inconvénient de faire intervenir une variable discontinue (teneur en eau) ce qui ne permet pas de calculer les pressions dans la zone saturée quand elle existe (Haverkamp *et al.*, 1977). Ratherfelder et Abriola (1994) ont montré



$$y_i = \frac{\Delta t(k_{i+1}(t + \Delta t) - k_{i-1}(t + \Delta t))}{2\Delta z C_i(t)} - \Psi_i(t) \quad (\text{II.2.e})$$

### 2.3. Algorithme de résolution

Etant donné que la conductivité hydraulique aussi bien que la capacité de rétention de l'humidité dépendent continuellement du potentiel hydrique du sol, les équations du système (II.2) ne sont pas linéaires. La résolution d'un tel système exige l'utilisation d'une méthode itérative.

Pour chaque pas de temps, la distribution du potentiel hydrique à la fin du pas de temps est estimée en se basant sur la variation au cours du pas de temps précédent. Les caractéristiques hydrodynamiques du sol sont alors calculées et le système tridiagonal peut être résolu. L'estimation du potentiel hydrique est réajustée jusqu'à ce qu'un critère de convergence soit atteint. Le critère que nous avons retenu ici est basé sur la norme du potentiel hydrique sur tout le domaine d'étude (II.3).

$$\frac{\sqrt{\sum_{i=1}^N [(\Psi_i)^j]^2 + 1} - \sqrt{\sum_{i=1}^N [(\Psi_i)^{j-1}]^2 + 1}}{\sqrt{\sum_{i=1}^N [(\Psi_i)^{j-1}]^2 + 1}} \leq \varepsilon \quad (\text{II.3})$$

où :

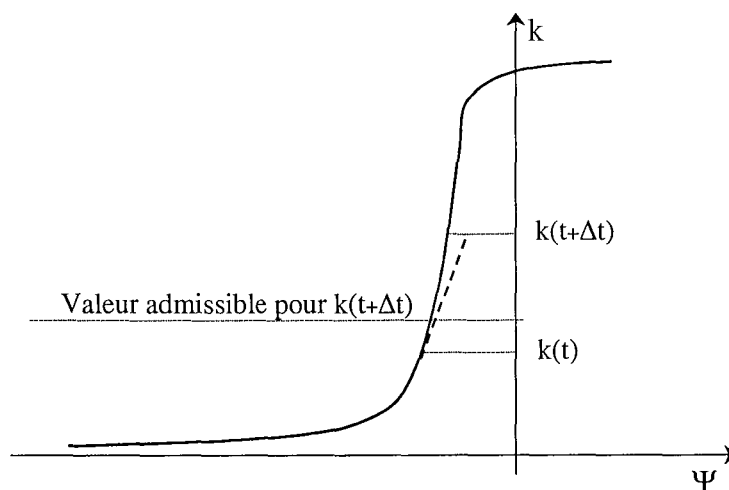
- N, est le nombre de mailles ;
- j, l'indice indiquant l'itération en cours et (j-1), l'itération précédente ;
- $\varepsilon$ , l'erreur admissible (pour les calculs qui seront présentés :  $\varepsilon = 10^{-6}$ ) ;
- $\Psi_i$ , le potentiel hydrique dans la maille (i).

Notons qu'au cours d'un pas de temps, la courbe de conductivité hydraulique et la courbe de rétention de l'humidité du sol sont linéarisées. Ceci se justifie lorsque les variations de potentiel hydrique au sein d'une maille restent relativement faibles. L'allure de ce type de courbe suggère toutefois que cette hypothèse est discutable en particulier, à l'approche de la saturation. Il peut donc arriver, lorsque le potentiel hydrique du sol varie de manière importante, que la linéarisation des fonctions de rétention de l'humidité et surtout de conductivité hydraulique du sol, induise un écart relativement important par rapport à l'évolution réelle. Ce qui se manifeste par un échec de convergence même après un nombre important d'itérations. Il est donc utile de contrôler l'évolution de la conductivité hydraulique pendant le calcul.

La procédure retenue pour contrôler la variation de la conductivité hydraulique consiste à imposer un pas de temps maximal (figure II.2). A l'approche de la saturation, il peut arriver également que la variation de la conductivité hydraulique devienne trop faible de façon à permettre plus de flux

qu'il n'en faut ce qui générerait des succions très élevées et ferait osciller la solution entre deux valeurs extrêmes. Il est donc nécessaire d'imposer un pas de temps minimal. Un deuxième critère de convergence basé sur la variation de la conductivité est donc introduit.

Après chaque itération et si l'un des critères de convergence n'est pas satisfait, l'estimation du potentiel hydrique est réajustée de façon à améliorer l'estimation de la conductivité hydraulique. Plusieurs itérations peuvent alors être nécessaires. L'application de cette méthode de contrôle de la convergence, connue sous l'appellation de la « méthode du point fixe », s'avère assez souvent insuffisante à l'approche de la saturation quand les courbes de rétention et de conductivité hydraulique deviennent très raides.



**Figure II.2 - Illustration du problème de convergence sur une fonction de conductivité hydraulique.**

En cas de convergence difficile, la procédure doit être complétée par une diminution du pas de temps pour faire converger le calcul itératif, technique plus connue comme la « méthode de Newton ». La technique permet *a priori* dans la plupart des cas, de tendre vers la solution à condition que le calcul soit suffisamment bien initialisé.

Le programme conçu applique la méthode du point fixe pour les 5 premières itérations. Si la convergence n'est pas atteinte à la fin de ce cycle, la méthode de Newton est adoptée pour les itérations suivantes. L'application de la première méthode au départ, permet à défaut d'atteindre la précision souhaitée, de se rapprocher de la solution et d'initialiser la méthode de Newton avec plus de rigueur.

Il faut préciser qu'on ne peut fournir aucune indication précise quant au choix des paramètres de contrôle de la convergence. Il peut s'avérer nécessaire dans des cas très délicats, de refaire plusieurs calculs avec des paramètres différents pour pouvoir juger des valeurs optimales. Les paramètres à réexaminer pour assurer la convergence sont notamment :

- la finesse de la discrétisation spatiale à travers le pas de profondeur,  $\Delta z$  ;
- le pas de temps minimal (une valeur de 0,01 s a été adoptée pour nos calculs) ;
- la variation maximale de la conductivité hydraulique au cours d'un pas de temps (pour les calculs présentés ici, une valeur de 1,5 a permis d'assurer la convergence dans tous les cas traités) ;
- le coefficient multiplicateur ( $1/K$ ) qui sert à réduire le pas de temps en cas de non convergence après les 5 itérations avec la méthode du point fixe (pour nos calculs, il a été pris égal à 0,5).

La figure II.3 représente un organigramme détaillé de l'algorithme utilisé pour la résolution de l'équation de l'écoulement non saturé.

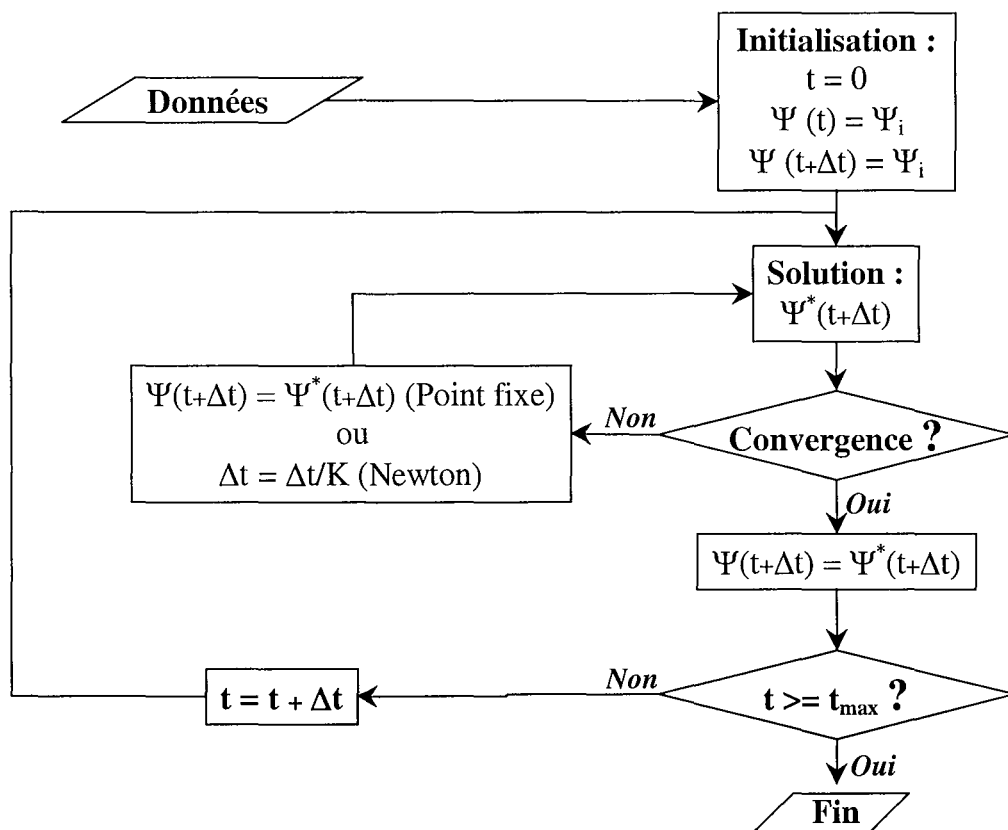


Figure II.3 - Organigramme de la méthode de résolution de l'équation de l'écoulement non saturé.

## 2.4. Simulations numériques

### 2.4.1. Comparaison avec la solution de Philip (1969)

Afin de valider le modèle d'écoulement non saturé, nous avons traité un problème d'infiltration verticale largement étudié dans la littérature. Il s'agit d'une colonne de sol homogène de 30 cm de longueur soumise à une succion initiale uniforme de 100 kPa et dont les extrémités supérieure et inférieure sont maintenues à des succions de 7,5 et 100 kPa respectivement. Le sol est une argile (Yolo light clay) définie par les paramètres de Van Genuchten (1980) et Mualem (1976) qui

déterminent ses caractéristiques hydrodynamiques (tableau II.1). La première solution semi-analytique donnée à ce problème par Philip (1969) a servi de référence à plusieurs auteurs (Celia *et al.*, 1990 ; Rathfelder & Abriola, 1994 ; Lehmann, 1996 et Diaw, 1996).

$k_s$ [m/s]	$\theta_r$ [%]	$\theta_s$ [%]	$n$	$m$	$\alpha$ [1/cm]
$9,22 \cdot 10^{-5}$	10,2	36,8	2	0,5	0,0335

**Tableau II.1** - Paramètres de Van Genuchten & Mualem pour Yolo Light clay (Rathfelder & Abriola, 1990).

Plusieurs simulations ont été conduites avec différentes valeurs du pas de temps maximal et du pas de profondeur. Les figures II.4 et II.5 montrent les profils de pression capillaire après 6 heures d'infiltration résultant de ces calculs comparés à la solution de référence (Philip, 1969). Elles montrent clairement qu'une discrétisation spatio-temporelle assez fine permet de tendre vers la solution de référence. Ceci est confirmé par le tableau II.2 qui compare ces mêmes calculs en termes du temps de calcul ainsi que de l'erreur sur le bilan de masse (EBM) calculée par la formulation utilisée par Rathfelder et Abriola (1994) (II.4).

$\Delta z$ [cm]	$\Delta t_{\max}$ [s]	Temps CPU* [s]	EBM** [%]
0,25	100,0	12	$1,01 \cdot 10^{-3}$
0,25	1,0	24	$8,64 \cdot 10^{-4}$
0,25	0,1	26	$8,56 \cdot 10^{-4}$
0,50	0,1	19	$8,90 \cdot 10^{-4}$
1,00	0,1	17	$1,06 \cdot 10^{-3}$

\*Calculs avec un Pentium 266 Mhz / 64 Mo RAM

\*\*Erreur sur le Bilan de Masse définie par l'équation II.4 calculée après 6 heures d'écoulement.

**Tableau II.2** - Effet des pas de discrétisation spatio-temporelle sur le temps de calcul et l'erreur sur le bilan de masse (Yolo Light Clay, Philip, 1969).

$$EBM(\%) = 100 \cdot \left[ 1,0 - \frac{M_t - M_0}{\sum_{\Delta t} F_{\Delta t}} \right] \quad (II.4)$$

avec :

- $M_t$ , la masse d'eau stockée à l'instant  $t$  dans le domaine d'étude (donc ici à 6 heures) ;
- $M_0$ , la masse d'eau initialement stockée dans le domaine d'étude ;
- $F_{\Delta t}$ , la masse d'eau échangée par les limites du domaine au cours du pas de temps  $\Delta t$ .

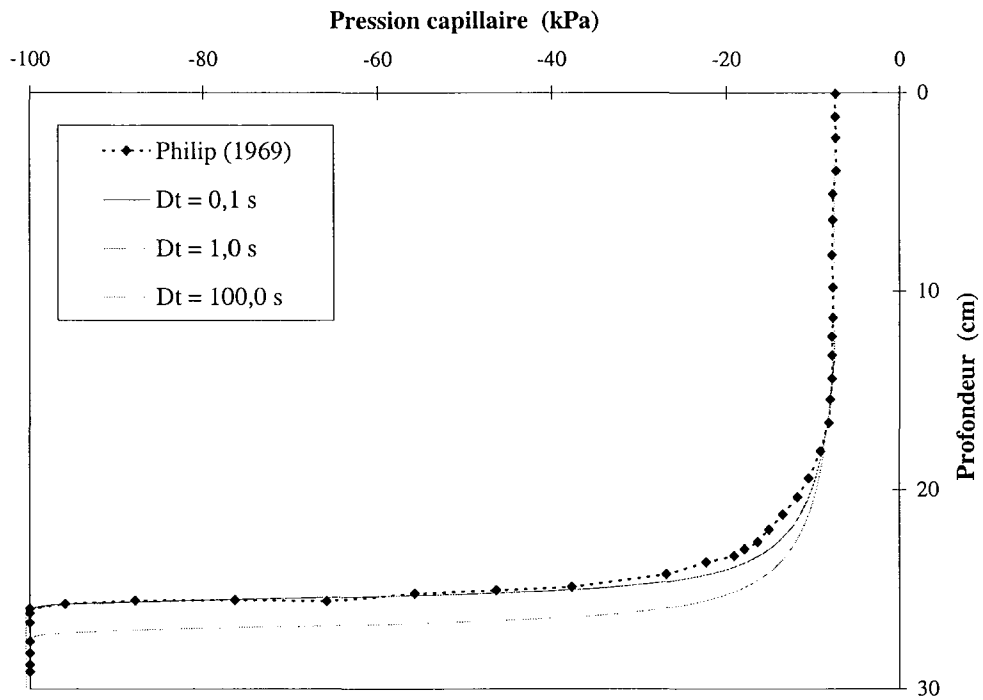


Figure II.4 - Effet du pas de temps maximal sur le profil de pression capillaire simulé (avec un pas de profondeur de 0,25 cm) au bout de 6 heures d'infiltration comparé à la solution semi-analytique de Philip pour Yolo light clay.

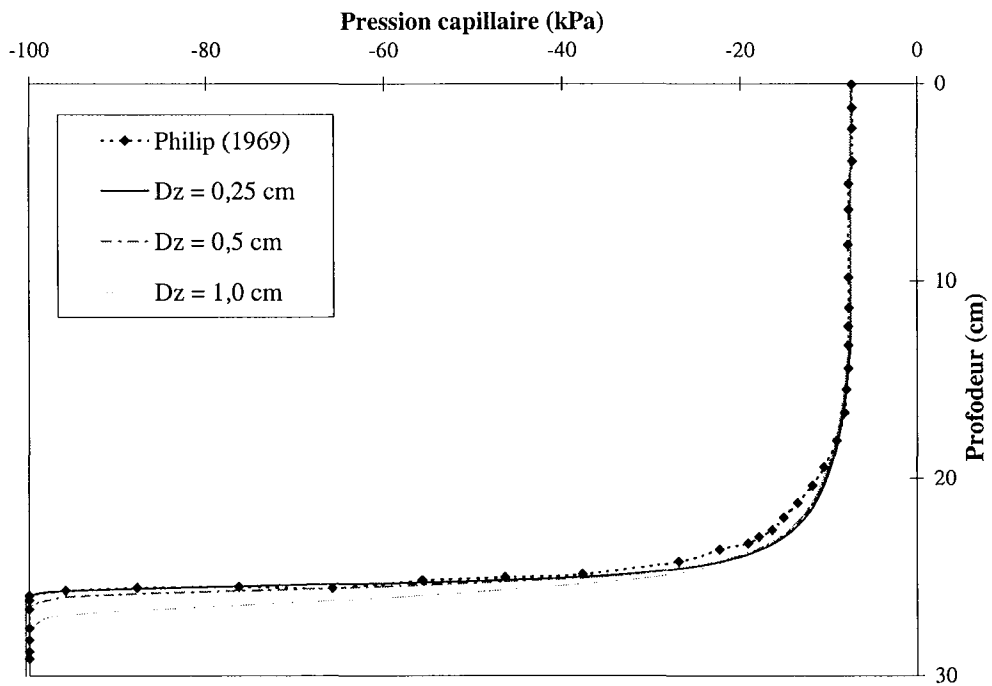


Figure II.5 - Effet du pas de profondeur sur le profil de pression capillaire simulé (avec un pas de temps de 0,1 s) au bout de 6 heures d'infiltration comparé à la solution semi-analytique de Philip pour Yolo light clay.



Il est à noter toutefois que les pas de discrétisation adoptés peuvent influencer les résultats obtenus de façon plus ou moins notable, il convient donc pour chaque simulation d'étudier la sensibilité des résultats à ces paramètres pour déduire des valeurs optimales qui permettent de concilier la précision et le coût du calcul.

### 2.4.2. Simulation numérique d'essais d'infiltration au laboratoire

#### a) Description des essais

Des simulations de 3 essais d'infiltration au laboratoire ont été menées dans le but de tester la capacité des modèles développés à reproduire des données expérimentales. Les essais simulés ont été réalisés sur des colonnes de limon de Jossigny de 9 cm de diamètre et de 30 cm de hauteur (Amraoui, 1996). Le sol a été initialement compacté avec l'énergie Proctor normale et maintenu à une teneur en eau uniforme. Plusieurs tensiomètres ont été placés à différentes profondeurs pour permettre de suivre l'évolution de la pression capillaire au cours de l'infiltration. Une charge hydraulique a été imposée et maintenue constante à la surface de la colonne de sol. Le tableau II.3 résume les conditions initiales et aux limites des 3 essais simulés.

Essai	Charge d'eau [cm]	Compactage	$\theta_i$ [%]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]
E1	0	6 couches	24,4	17,05
E2	10	3 couches	16,9	15,38
E3	0	6 couches	30,1	18,05

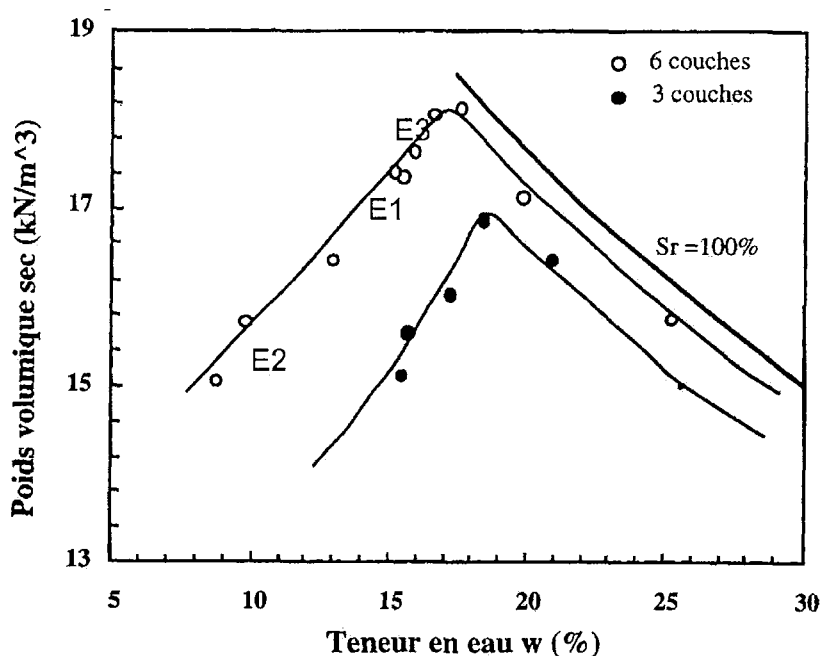
**Tableau II.3 - Conditions initiales et aux limites des 3 essais simulés (Amraoui, 1996)**

Essai	$k_s$ [m/s]	$\theta_r$ [%]	$\theta_s$ [%]	n	m	$\alpha$ [1/cm]
E1	$6,5 \cdot 10^{-9}$	2,0	36,7	1,301	0,2313	0,0045
E2	$3,1 \cdot 10^{-7}$	2,0	44,1	1,415	0,2933	0,0100
E3	$1,7 \cdot 10^{-10}$	2,0	33,9	1,149	0,1296	0,0025

**Tableau II.4 - Paramètres de Van Genuchten & Mualem pour le limon de Jossigny obtenus pour les 3 essais considérés (Amraoui, 1996)**

La figure II.6 donne la position de ces 3 essais sur les courbes de compactage du limon de Jossigny. Les 3 colonnes se positionnent du côté sec de la courbe de compactage à des teneurs en eau plus ou moins éloignées de l'optimum. Notons que la colonne E2 compactée en 3 couches présente un poids

volumique sec qui reste inférieur à celui obtenu pour les 2 autres colonnes compactées en 6 couches bien que le point qui lui correspond soit décalé par rapport à la courbe de compactage en 3 couches.



**Figure II.6** - Courbes de compactage Proctor normal du limon de Jossigny pour des éprouvettes en 3 et 6 couches et les positions des 3 essais considérés (Amraoui, 1996).

*b) Détermination des caractéristiques hydrodynamiques du sol*

Des essais supplémentaires réalisés sur des éprouvettes préparées dans les mêmes conditions que celles qui ont servi aux essais d'infiltration et à partir du même sol, ont fourni des courbes expérimentales de rétention de l'humidité. Une procédure d'identification des paramètres par moindres carrés a permis de déterminer les paramètres optimaux du modèle combiné de Mualem (1976) et Van Genuchten (1980) en appliquant la restriction  $m = 1 - 1/n$  et ce pour chacun des essais (tableau II.4). Les courbes de conductivité hydraulique ont été prédites à l'aide de ce modèle. Le traitement des pressions mesurées a permis, en analysant les profils de succion, de déterminer la conductivité hydraulique pour différentes valeurs de potentiel hydrique.

Les figures II.7 et II.8 montrent les courbes de rétention de l'humidité et de conductivité hydraulique ainsi obtenues pour l'essai E1. Les courbes relatives aux essais E2 et E3 sont présentées dans l'annexe I.

Le modèle de Van Genuchten permet un ajustement très satisfaisant de la courbe de rétention de l'humidité. En ce qui concerne la conductivité hydraulique par contre, même si ce modèle fournit des prédictions relativement proches des valeurs obtenues par l'analyse des données expérimentales, en admettant l'importance de l'incertitude sur les mesures, il semble avoir tendance

à sous-estimer la conductivité hydraulique à l'approche de la saturation. Cette même tendance a été observée par Mohanty *et al.* (1997) après ajustement de mesures de conductivité *in situ* et au laboratoire, sur un sol naturel argilo-limoneux macroporeux par le modèle de Van Genuchten.

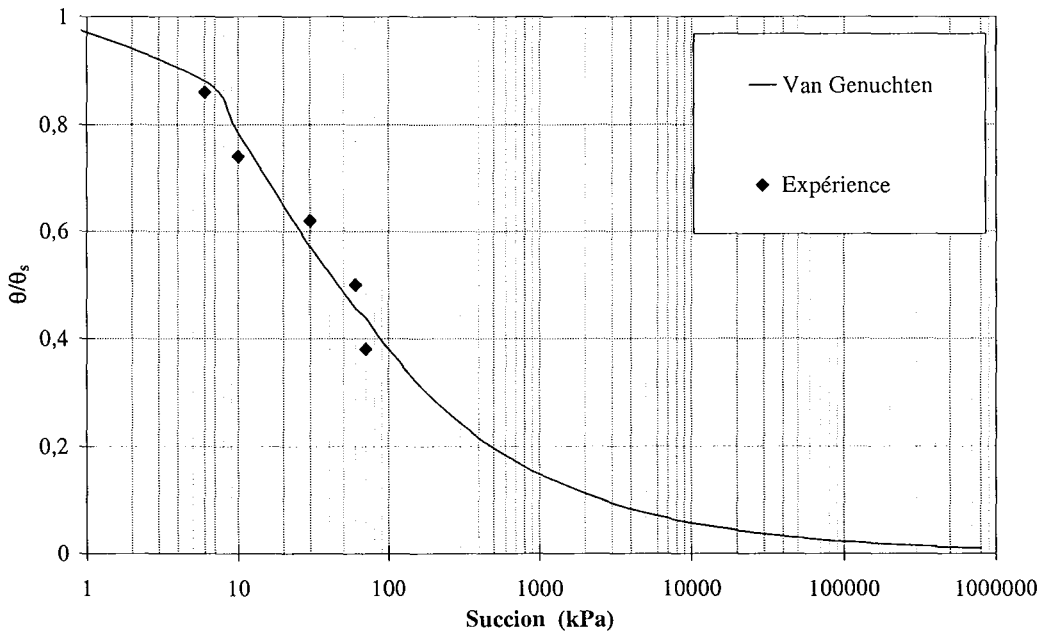


Figure II.7 - Courbe expérimentale de rétention de l'humidité pour le limon de Jossigny et ajustée par le modèle de Van Genuchten (Essai E1).

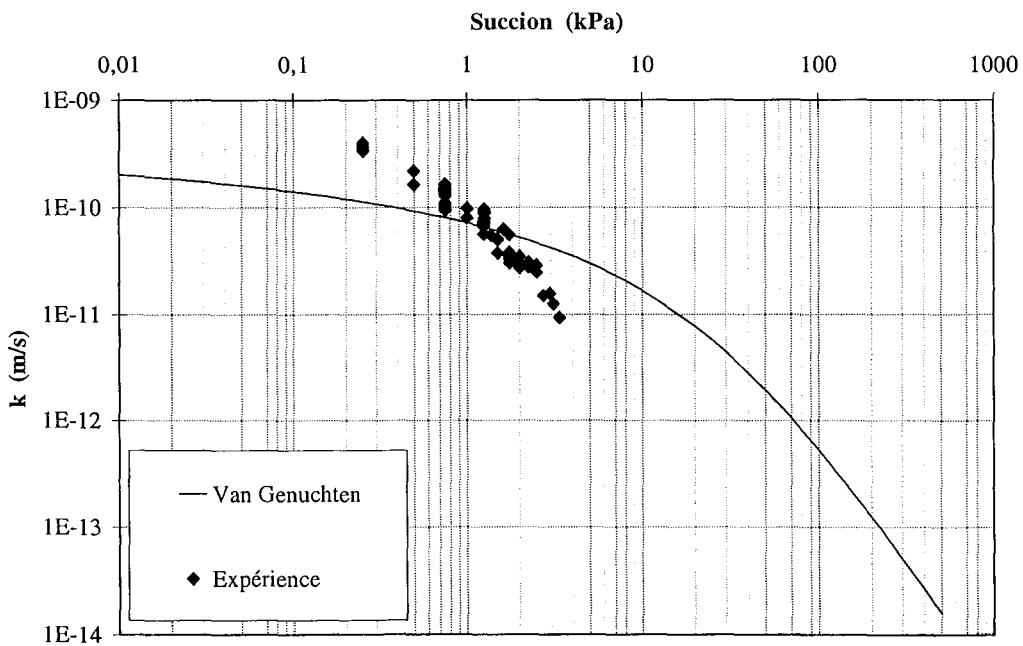


Figure II.8 - Courbes de conductivité hydraulique pour le limon de Jossigny obtenue par l'analyse des profils de succion et prédite par le modèle de Van Genuchten (Essai E1).

Il n'en reste pas moins que les points expérimentaux dont nous disposons ici sont peu nombreux et ne couvrent qu'une gamme de succion très limitée. Il convient donc de rester prudent quant à la fiabilité de ces prédictions à plus fortes succions.

*c) Pas de discrétisation spatio-temporelle*

Pour déterminer les pas de temps (maximal) et de profondeur à adopter, nous avons comparé l'erreur sur le bilan de masse (EBM) obtenue au bout de 6 heures d'infiltration en utilisant différentes valeurs de ces deux paramètres (tableau II.5). Un pas de temps maximal de 600 s et un pas de profondeur de 0,3 cm semblent constituer un bon compromis entre précision et temps de calcul et seront retenus pour toutes les simulations que nous présenterons.

$\Delta z$ [cm]	$\Delta t_{\max}$ [s]	EBM* [%]
0,1	600	$2,16 \cdot 10^{-3}$
0,2	600	$3,64 \cdot 10^{-3}$
0,3	600	$4,47 \cdot 10^{-3}$
0,5	600	$5,43 \cdot 10^{-3}$
1,0	600	$6,82 \cdot 10^{-3}$
0,3	0,1	$4,39 \cdot 10^{-3}$
0,3	60	$4,40 \cdot 10^{-3}$
0,3	600	$4,47 \cdot 10^{-3}$
0,3	6000	$1,78 \cdot 10^{-2}$

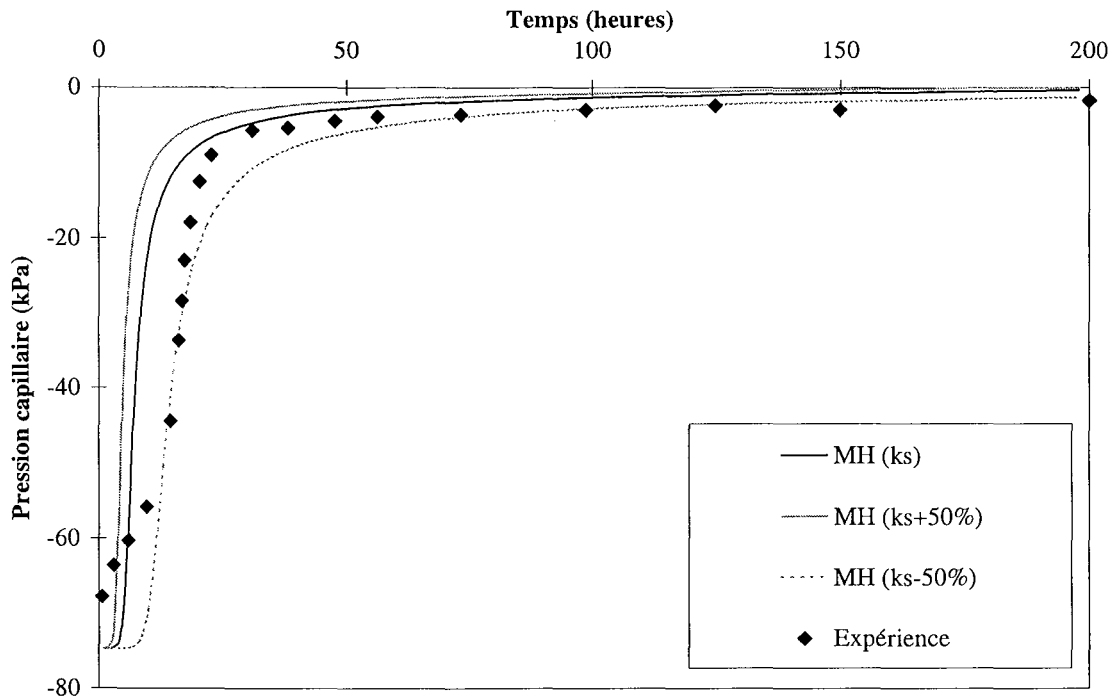
\*Erreur sur le Bilan de Masse définie par l'équation II.4 calculée après 6 heures d'écoulement.

**Tableau II.5 - Effet des pas de discrétisation spatio-temporelle sur l'erreur sur le bilan de masse (Essai E1).**

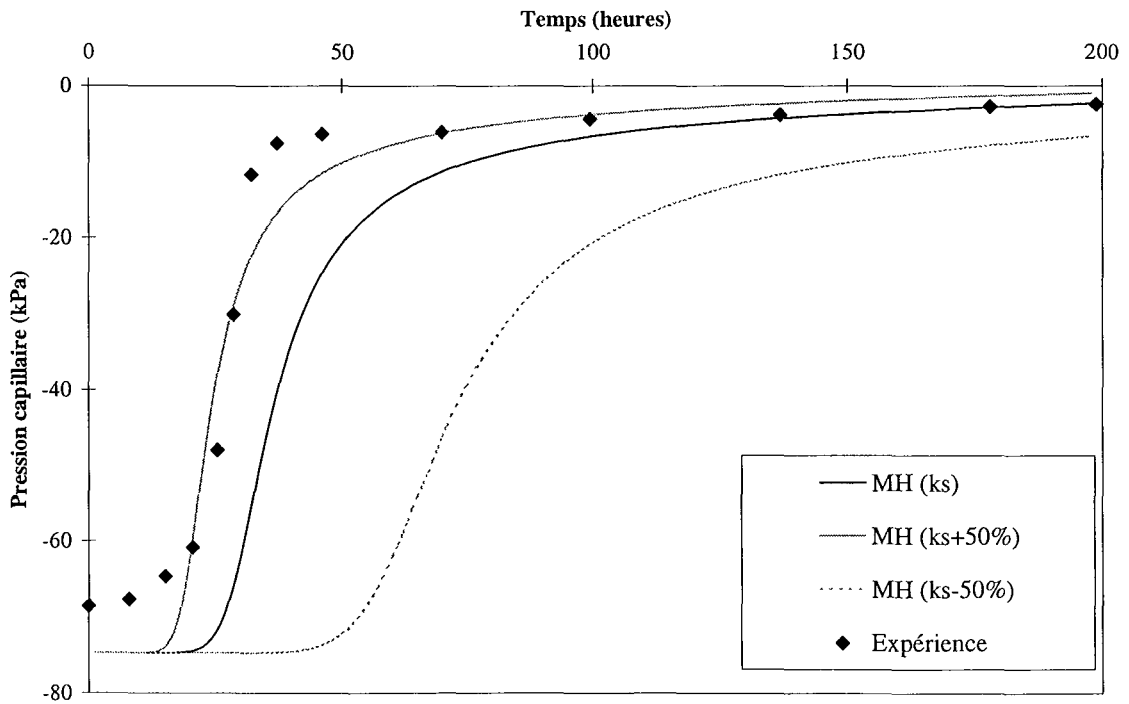
*d) Résultats de la simulation de l'essai E1*

La comparaison des résultats obtenus par les simulations des 3 essais avec les données expérimentales ont abouti à des constatations globalement comparables. Nous nous contenterons donc de présenter ici la comparaison de la simulation et des mesures pour l'essai E1.

Tenant compte des difficultés bien connues liées à la détermination et de la forte variabilité de la conductivité hydraulique des sols non saturés, nous avons choisi de lui attribuer une assez large marge d'incertitude (de  $\pm 50 \%$ ), autour de la valeur estimée expérimentalement à partir de l'essai E1. Les figures II.9 à II.13 présentent l'évolution de la pression capillaire simulée en tenant compte de cet intervalle d'incertitude et comparée aux mesures des différents tensiomètres.



**Figure II.9** - Evolution de la pression capillaire au cours de l'infiltration à 3,4 cm de profondeur (Modèle MH, Essai E1).



**Figure II.10** - Evolution de la pression capillaire au cours de l'infiltration à 7,3 cm de profondeur (Modèle MH, Essai E1).

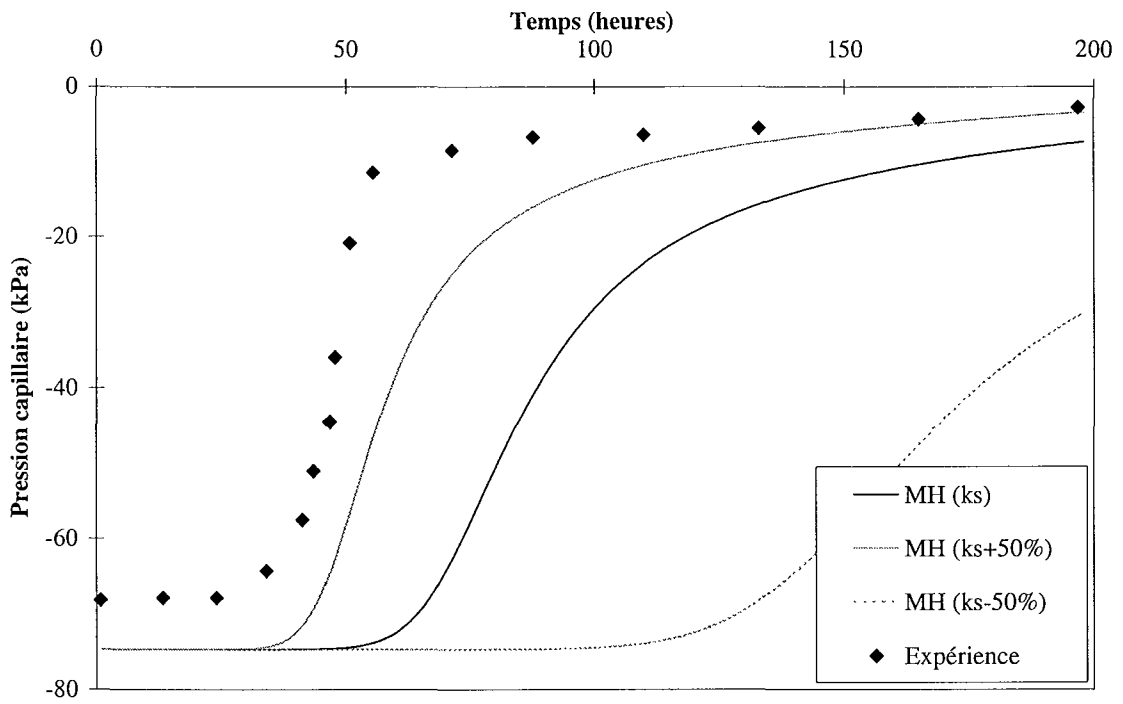


Figure II.11 - Evolution de la pression capillaire au cours de l'infiltration à 11,2 cm de profondeur (Modèle MH, Essai E1).

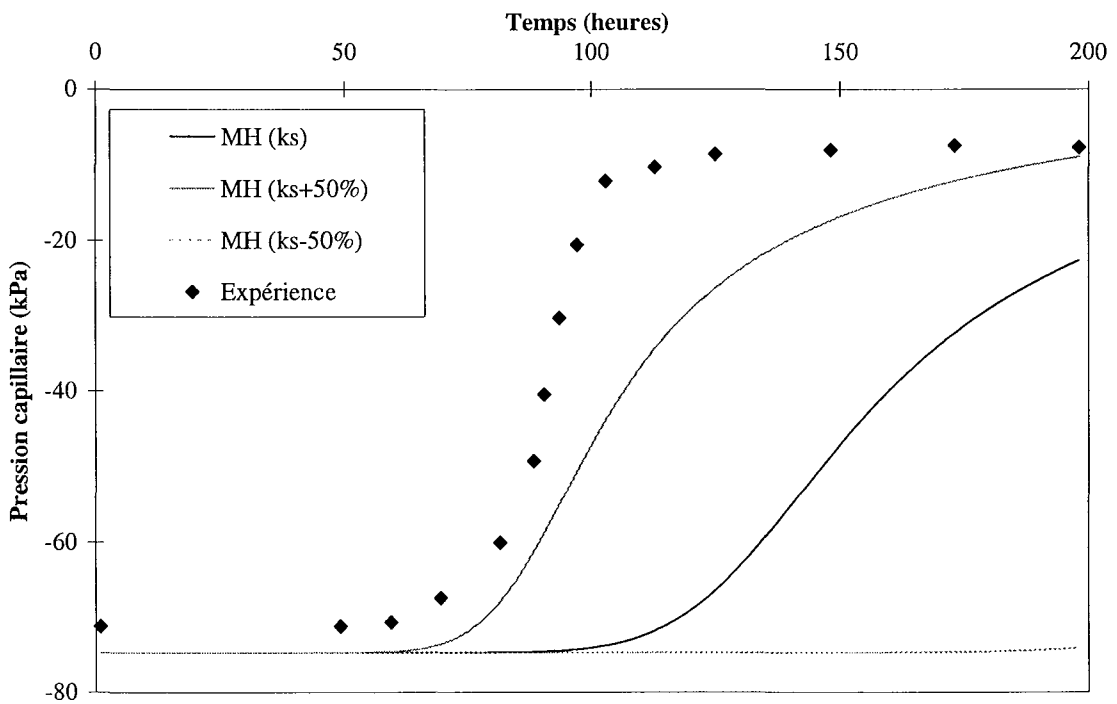
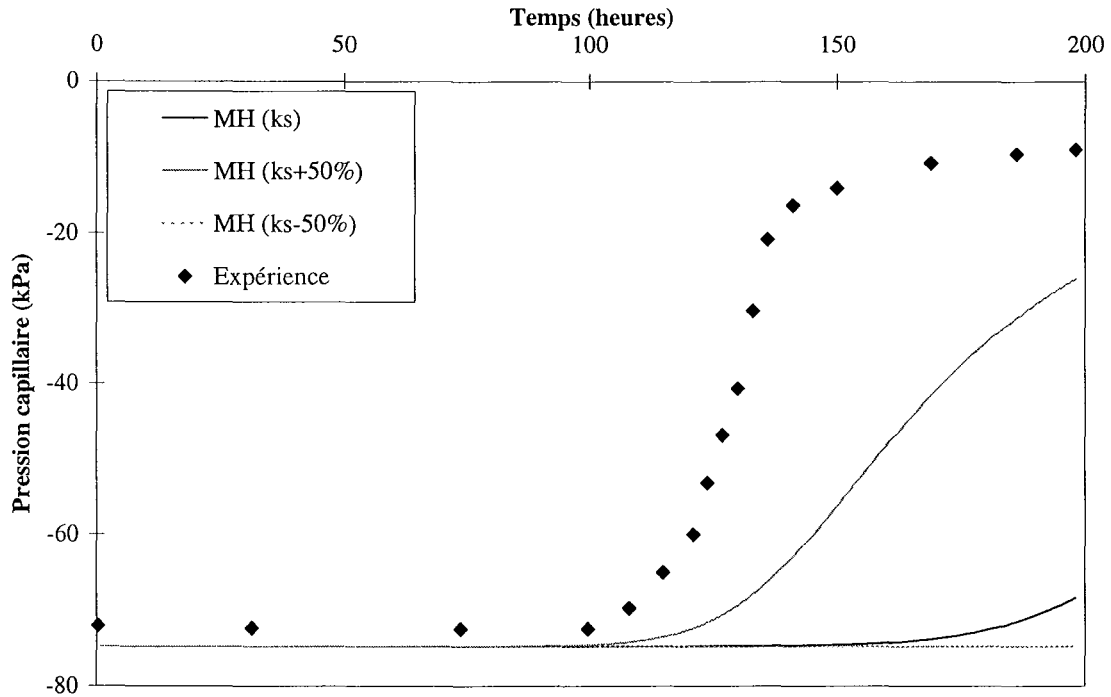


Figure II.12 - Evolution de la pression capillaire au cours de l'infiltration à 15,1 cm de profondeur (Modèle MH, Essai E1).



**Figure II.13 - Evolution de la pression capillaire au cours de l'infiltration à 19,2 cm de profondeur (Modèle MH, Essai E1).**

Notons que la condition initiale a été imposée en terme de teneur en eau, variable qui peut être mesurée de façon plus fiable au laboratoire, et qui est considérée uniforme dans toute la colonne. La pression capillaire initiale est ensuite calculée moyennant la courbe de rétention du sol. Elle ne correspond visiblement pas toujours à la pression capillaire mesurée initialement par les tensiomètres. Cela peut être dû soit à une certaine hétérogénéité des paramètres hydrodynamiques dans la colonne ; soit tout simplement à l'erreur sur les mesures tensiométriques.

Pour le tensiomètre placé à 3,4 cm de profondeur, les résultats des calculs concordent assez bien avec les mesures si l'on tient compte de la marge d'erreur de 50 % affectée à la conductivité hydraulique. Au tout début de l'essai, la vitesse du processus d'infiltration enregistrée expérimentalement est plus importante que celle simulée. Cette tendance est également observée à d'autres profondeurs, et indique que la conductivité hydraulique réelle a été sous estimée (figure II.9). La courbe expérimentale accuse un retard par rapport au calcul au bout de quelques heures avant de rejoindre la courbe simulée à l'approche de la saturation. Cette évolution pourrait s'expliquer par un piégeage de l'air dans les pores du sol qui obstrue l'avancement du front humide, phénomène bien souvent observé dans des expériences similaires (Wang *et al.*, 1998)

La simulation des réponses des autres tensiomètres montre que le modèle homogène échoue à reproduire les données expérimentales même si l'intervalle de confiance de 50 % permet de réduire l'écart avec les mesures. A l'approche de la saturation, on notera que cette amélioration s'accompagne d'une diminution de la pente des courbes qui s'éloigne de la pente des courbes

expérimentales. Cette constatation démontre que l'écart constaté entre les mesures et la simulation n'est pas le résultat d'une faiblesse de l'estimation de la conductivité hydraulique.

Ces résultats confirment les conclusions d'autres études (Beven & Germann, 1981 et Hosang, 1993 pour les sols naturels et Jayawickrama, 1990 pour les argiles compactées) et laissent privilégier l'existence d'un autre processus d'infiltration que celui décrit par l'équation de Richards et le modèle de Van Genuchten - Mualem. Par ailleurs, à en juger par ces calculs et en admettant que l'écart constaté entre l'expérience et la simulation est effectivement le résultat de l'effet des écoulements préférentiels dans les macropores sur la vitesse de l'infiltration, celui-ci semble s'accroître sous de faibles suctions ce qui rejoint les résultats d'autres travaux (Mohanty *et al.*, 1997).

## 2.5. Conclusion

La simulation des essais montrent que même en adoptant une large marge d'incertitude pour la conductivité hydraulique du sol, le modèle d'infiltration homogène est incapable de reproduire l'évolution de la pression capillaire mesurée dans la colonne de sol. Cela démontre que le processus d'infiltration ne saurait être décrit par l'équation de Richards avec la formulation combinée de Mualem (1976) et Van Genuchten (1980), dans le cas d'un milieu homogène. La procédure d'identification des paramètres nous permettra dans le chapitre III, de tester une configuration multicouche de ce même modèle. Nous pourrions alors étudier l'effet de la forme des fonctions de conductivité hydraulique et de rétention de l'humidité du sol à travers les paramètres  $\alpha$  et  $m$  de Van Genuchten.

## 3. APPROCHE DU MILIEU A DOUBLE CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE (DC)

### 3.1. Description du modèle

Ce modèle se base sur le mécanisme d'infiltration décrit par Jayawickrama (1990) (Cf. §I.4.3). Il adopte le concept de la double porosité pour décrire l'effet des macropores sur l'infiltration. Deux aspects sont à définir dans une telle approche : le premier est celui de l'équation qui doit être utilisée pour décrire l'écoulement dans les macropores et le deuxième concerne la formulation de l'interaction entre les deux domaines.

#### 3.1.1. Ecoulement dans les macropores

Le choix de l'équation qui décrit l'écoulement dans les macropores ainsi que les paramètres qu'elle fait intervenir sont la base du concept du double domaine. La question est de savoir si le flux dans les deux domaines peut être décrit par les mêmes équations ou s'il faut au contraire, écrire une équation autre que celle de Richards (I.7) pour l'écoulement dans les macropores.



A partir de la revue bibliographique, on peut distinguer deux approches suivant qu'on tienne compte ou non de la capillarité dans la macroporosité. La première consiste à décrire l'avancement du front humide dans les macropores par une équation semblable à celle de la propagation d'une onde cinématique en supposant une vitesse d'avancement variable ou constante (Jayawickrama, 1990 et Faeh, 1997). Dans la deuxième, on considère que l'effet de la capillarité dans les macropores reste important et l'équation de Richards est employée pour décrire l'écoulement (Chen *et al.*, 1993). L'une ou l'autre de ces hypothèses est à adopter en fonction du sol étudié et notamment de la taille moyenne et de la connectivité des macropores.

Pour les sols fins compactés, le modèle de Jayawickrama (1990), qui constitue l'approche la plus intéressante développée pour ces milieux, néglige l'effet de la capillarité pour les macropores. Les observations expérimentales de l'auteur font cependant état de la variabilité de la vitesse d'infiltration à travers les macropores ce qui l'a conduit à introduire cette vitesse comme une fonction de la profondeur. A notre sens, cette variabilité refléterait plutôt qu'une variation des caractéristiques des macropores, une influence de la pression capillaire. En effet, la dimension de ces derniers dans un sol fin compacté est certainement beaucoup plus réduite que celle dans un sol naturel (qui peut aller jusqu'à 3 mm selon Chen *et al.*, 1993) et n'est pas d'ordre à éliminer complètement l'effet de la tension superficielle. De plus, le fait de négliger la pression capillaire dans les macropores enlève tout sens physique à la fonction qui décrit l'échange avec la matrice du sol qui dépend logiquement de la différence de potentiel dans les deux domaines. L'écoulement macroporeux dans de telles conditions devrait donc être décrit plutôt par l'équation de Richards.

### ***3.1.2. Mécanisme de l'interaction macropores/micropores***

La définition du mécanisme de l'interaction est un problème particulièrement critique à la base même du concept de la double porosité. En effet, d'une part, la complexité du système décrit fait que l'échange ne dépend pas uniquement des caractéristiques des macropores et de la matrice mais en plus et surtout de l'évolution du potentiel hydrique dans ces deux domaines, et d'autre part, la formulation mathématique de cet échange est d'une importance primordiale vu qu'elle détermine directement l'effet hydraulique des macropores sur la rétention de l'humidité dans la matrice du sol.

Conscients de la complexité de cette interaction, différents auteurs ont proposé plusieurs formulations simplifiées ou empiriques (Jayawickrama, 1990 ; Jarvis *et al.*, 1991 ; Chen & Wagenet, 1992, *etc.*). Ces équations font intervenir en plus du diamètre des macropores et du potentiel hydrique dans les deux domaines, des paramètres plus difficiles à estimer tels que l'étendue du bloc de la matrice affecté par un macropore ou le temps critique à partir duquel l'interaction intervient. D'autres approches se sont basées sur la loi de Darcy pour décrire l'échange macropores/micropores (Workman & Skaags, 1990 ; Bronstert, 1994 et Gerke & Van Genuchten, 1993). Les équations proposées se basent sur des simplifications de la géométrie des macropores. Faeh (1997) a utilisé un calcul en éléments finis pour étudier l'interaction entre un macropore et la matrice qui l'entoure et a comparé les résultats obtenus avec ceux donnés par différentes

formulations simplifiées. Il conclut qu'étant donné les incertitudes importantes concernant la structure des macropores, une approche plus pragmatique est préférable. Il s'est basé sur les résultats de ses calculs pour définir une fonction qui décrit l'échange en fonction de la densité et de l'espacement des macropores, du potentiel hydrique dans les deux domaines et d'une pression caractéristique qu'il a déterminée par identification.

Un autre aspect qui intervient dans les équations ne fait pas l'unanimité. Il concerne la conductivité hydraulique à prendre en compte pour l'interaction. Certains auteurs ont considéré que la conductivité de l'interface est égale à celle de la matrice (Workman & Skaags, 1990 et Faeh, 1997). D'autres, ont défini des valeurs intermédiaires entre la conductivité des macropores et celle des micropores (Gerke & Van Genuchten, 1993 et Bronstert, 1994).

La diversité des formulations proposées reflète la complexité du problème de l'interaction. En nous basant sur tous ces travaux, nous avons cherché à définir une approche simple qui réduit au minimum le nombre de paramètres supplémentaires difficiles à déterminer tout en restant réaliste dans sa description de l'échange. La conductivité hydraulique de la matrice du sol n'est autre que la vitesse à laquelle celle-ci est capable d'absorber l'eau et devrait donc être la seule à intervenir dans le mécanisme de l'absorption. Toutefois, sa variation en fonction du potentiel hydrique et donc de la teneur en eau est à prendre en compte

## 3.2. Formulation mathématique

### 3.2.1. Equations de l'écoulement

Dans ce modèle, la formulation généralisée de Richards est supposée décrire l'écoulement aussi bien dans les macropores que dans la matrice du sol.

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial \theta}{\partial \Psi} \frac{\partial \Psi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial \Psi} \left[ k_{\text{macro}}^{\text{micro}}(\theta) \left( \frac{\partial \Psi}{\partial z} - 1 \right) \right] \quad (\text{II.5})$$

où :

- $\Psi$ , est le potentiel hydrique du sol ;
- $t$ , le temps ;
- $z$ , la profondeur ;
- $k_{\text{micro}}(\theta)$  et  $k_{\text{macro}}(\theta)$  sont les conductivités hydrauliques respectivement dans les micropores et dans les macropores,  $\theta$  étant la teneur en eau volumique du sol.

En considérant, qu'au moins d'un point de vue pratique, le degré de saturation du sol en un point, ne peut être décomposé, la teneur en eau dans les macropores ne représente pour nous qu'un artifice de calcul qui permet d'évaluer le flux échangé avec les micropores. Aucune signification physique ne saurait lui être associée. Les deux domaines présentent donc la même caractéristique d'humidité.

En d'autres termes, les macropores sont supposés intervenir sur la rétention de l'humidité dans le sol uniquement à travers l'échange avec les micropores.

La conductivité hydraulique doit cependant prendre une valeur supérieure dans les macropores. Pour déterminer cette valeur et comme première approche, la formulation la plus simple consiste à supposer une proportionnalité linéaire entre les deux conductivités (II.6).

$$R_k = \frac{k_{\text{macro}}(\theta)}{k_{\text{micro}}(\theta)} \geq 1 \quad (\text{II.6})$$

Cette hypothèse de proportionnalité est bien évidemment discutable puisqu'elle ne repose sur aucune justification. Toutefois, elle est largement acceptée en génie pétrolier dans les modèles à double porosité décrivant l'écoulement dans les réservoirs fracturés par exemple. Elle permet par ailleurs, de réduire le nombre des paramètres de la macroporosité en conservant la variabilité de la conductivité hydraulique dans les macropores par rapport au potentiel hydrique.

### 3.2.2. Interaction macropores/micropores

Pour décrire complètement le modèle à double porosité, il nous reste à définir un terme d'interaction destiné à refléter le flux échangé entre les deux domaines. L'équation (II.7) donne la formulation retenue pour le terme d'échange macropores/micropores qui n'est autre qu'une discrétisation de la loi de Darcy à une profondeur donnée.

$$S = -k_{\text{micro}}(\theta) \frac{\Delta\Psi}{\delta} \quad (\text{II.7})$$

où :

- S est le flux absorbé par la matrice intacte du sol à partir des macropores ;
- $\Delta\Psi$  est la différence de potentiel hydrique entre les deux domaines ;
- $\delta$  est une distance représentative de l'espacement entre les macropores.

Afin de prendre en compte la phase d'écoulement horizontal au niveau de l'interface entre deux couches de compactage décrite par Jayawickrama (1990), le terme d'échange dans une couche n'est activé que lorsque le front humide atteint la limite supérieure de cette même couche.

### 3.3. Algorithme de résolution

La même technique itérative exposée pour le modèle MH est utilisée pour résoudre l'équation de Richards parallèlement dans les deux domaines. La seule contrainte à respecter est liée à la gestion dynamique du pas de temps lorsque la convergence n'est pas assurée dans l'un ou l'autre des deux domaines.

En effet, la discrétisation du temps doit être cohérente ce qui implique d'imposer la même suite de pas de temps pour résoudre les équations dans les deux domaines. En pratique et étant donné que la conductivité hydraulique dans le domaine des macropores est supérieure, la résolution de l'équation de Richards dans ce domaine pour chaque pas de temps est effectuée en premier et le pas de temps qui en résulte est ensuite utilisé pour la résolution de l'équation dans les micropores. Finalement, le terme d'échange est évalué ce qui permet de corriger les teneurs en eau dans les deux domaines pour prendre en compte l'interaction entre les deux domaines. L'organigramme de la figure II.14 décrit de manière simplifiée cette technique de résolution.

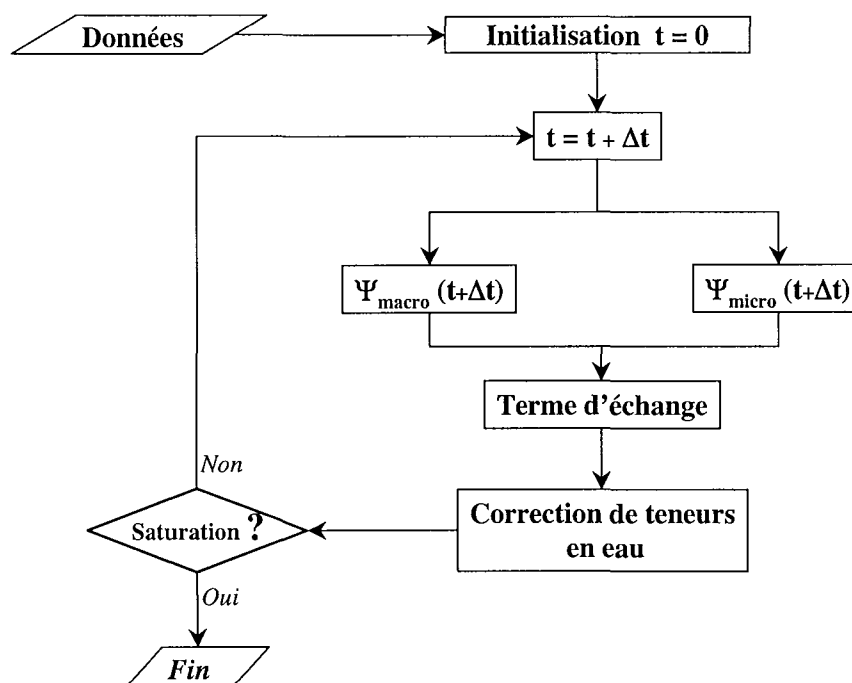


Figure II.14 - Algorithme simplifié de la résolution simultanée des équations dans les deux domaines.

### 3.4. Simulations numériques

Des simulations numériques des mêmes essais d'infiltration au laboratoire (Amraoui, 1996) ont été réalisées avec le modèle DC. La difficulté supplémentaire étant ici de déterminer les paramètres qui caractérisent l'effet des macropores ( $R_k$  et  $\delta$ ).

#### 3.4.1. Détermination des caractéristiques des macropores

Nous ne disposons d'aucune information qui nous permettrait d'estimer *a priori* les 2 paramètres supplémentaires introduits pour rendre compte de l'effet des macropores. Seule une étude de l'effet de ces paramètres par comparaison avec les mesures expérimentales peut être envisagée. Dans cet état d'esprit, nous avons choisi de comparer la simulation et l'expérience à partir de l'évolution de l'infiltration cumulée en fonction du temps, variable plus globale que les mesures locales de la

pression capillaire. Les résultats de cette étude nous ont permis de situer pour chaque paramètre, un intervalle où se situerait sa valeur optimale.

L'infiltration cumulée à un instant donné est définie comme étant la variation du stock d'eau retenu dans le domaine d'étude par rapport au stock initial à l'instant où la charge hydraulique est appliquée. Elle est calculée par intégration du profil de teneur en eau sur toute la profondeur de la colonne :

$$I(t) = \int (\theta(z, t) - \theta_i(z)) dz \quad (\text{II.8})$$

où :

- $I(t)$  est l'infiltration cumulée à l'instant  $t$  ;
- $\theta(z, t)$ , la teneur en eau à la profondeur  $z$  et à l'instant  $t$  ;
- $\theta_i(z)$ , la teneur en eau initiale à la profondeur  $z$ .

Comme pour le modèle précédent, nous nous contenterons de présenter les résultats de la simulation de l'essai E1. Les figures II.15 à II.17 montrent l'évolution de l'infiltration cumulée en fonction du temps pour des valeurs de  $\delta$  allant de 100 à 300  $\mu\text{m}$ . Notons qu'une valeur du rapport de conductivité hydraulique macropores/micropores différente est obtenue pour chaque valeur de  $\delta$ . Cela reflète la complexité du phénomène de l'échange tel qu'il est décrit dans le modèle. En effet, plus l'espacement des macropores est important, plus la zone de la matrice du sol influencée par un macropore est étendue et plus la conductivité hydraulique des macropores nécessaire pour se rapprocher des mesures est importante. Toutefois, si le flux acheminé par les macropores dépasse la capacité d'adsorption de la matrice du sol, l'effet des macropores n'évolue plus avec l'augmentation de leur conductivité hydraulique (Figure II.18).

La détermination des paramètres  $R_k$  et  $\delta$  par une simple étude paramétrique de l'évolution de l'infiltration cumulée paraît donc très délicate et dans le cas précis de l'essai E1, nous avons obtenu deux couples de valeurs probables à savoir :

- ✓  $R_k = 10$  pour  $\delta = 200 \mu\text{m}$  ;
- ✓  $R_k = 5$  pour  $\delta = 100 \mu\text{m}$ .

Afin d'avoir un meilleur jugement, nous comparerons dans le paragraphe suivant, les simulations réalisées en utilisant ces 2 couples de valeurs pour les paramètres décrivant l'effet des macropores avec l'expérience, en termes d'évolution de la pression à différentes profondeurs.

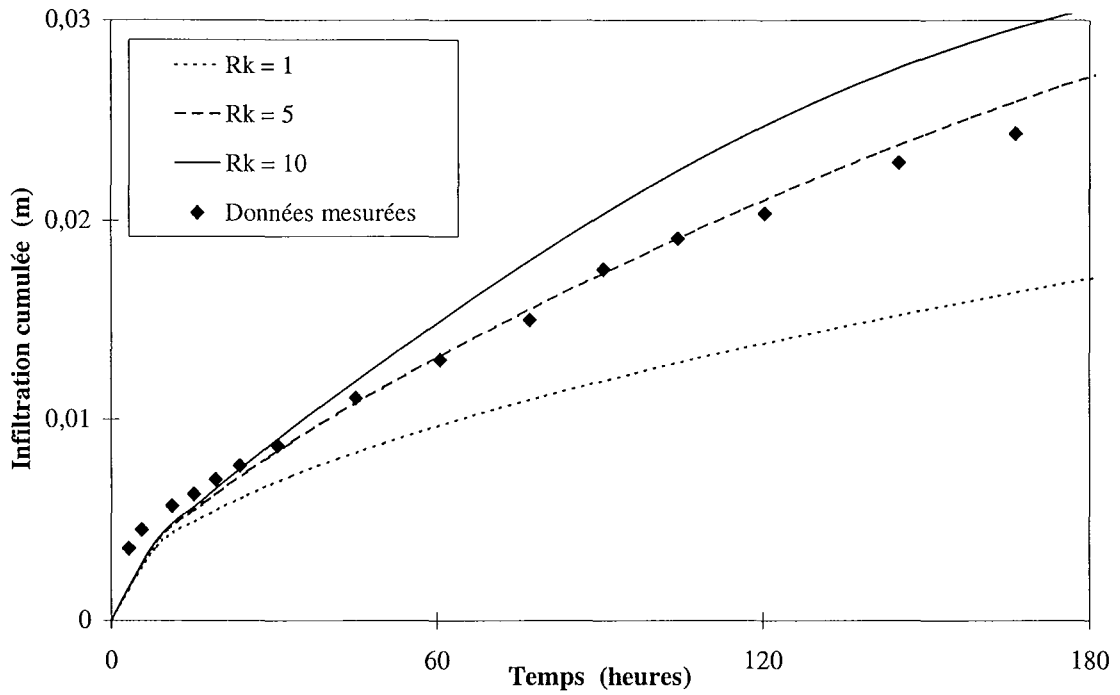


Figure II.15 - Evolution de l'infiltration cumulée en fonction du temps pour différentes valeurs de  $R_k$  et pour  $\delta = 100 \mu\text{m}$  (Modèle DC, Essai E1).

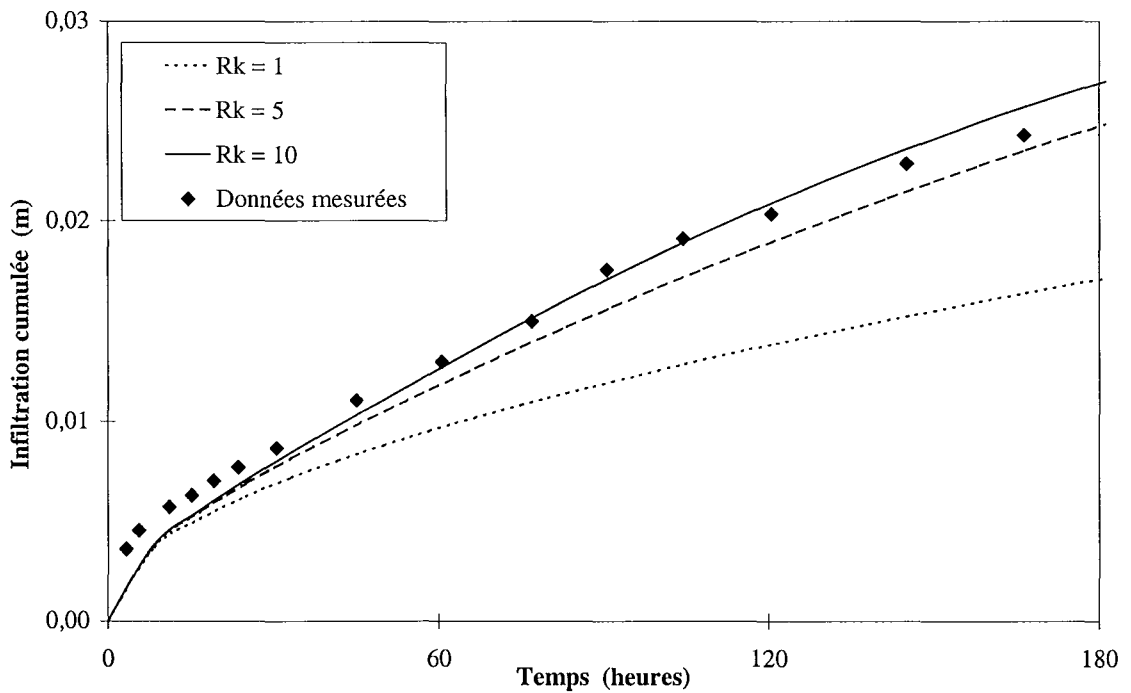
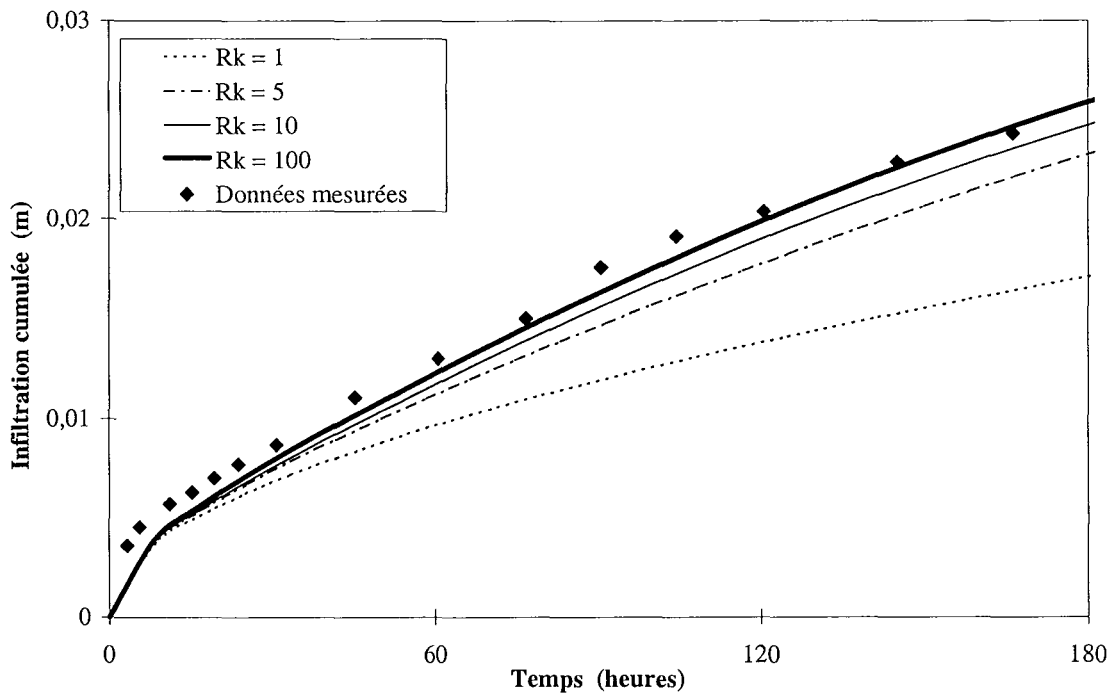


Figure II.16 - Evolution de l'infiltration cumulée en fonction du temps pour différentes valeurs de  $R_k$  et pour  $\delta = 200 \mu\text{m}$  (Modèle DC, Essai E1).



**Figure II.17** - Evolution de l'infiltration cumulée en fonction du temps pour différentes valeurs de  $R_k$  et pour  $\delta = 300 \mu\text{m}$  (Modèle DC, Essai E1).

### 3.4.2. Résultats de la simulation de l'essai E1

La simulation de la réponse des tensiomètres au cours de l'infiltration (figures II.18 à II.22), montre l'aptitude du modèle à double conductivité hydraulique à reproduire de manière assez satisfaisante les données expérimentales. Seule l'évolution de la pression capillaire à 3,4 et 11,2 cm de profondeur n'ont pu être simulées de manière précise. Toutefois compte tenu de la faible précision des mesures tensiométriques de pression, les résultats restent acceptables. L'erreur expérimentale est notable au début de l'infiltration où la pression mesurée est assez éloignée de la succion initiale supposée uniformément imposée à la colonne et qui est calculée par le modèle à partir de la teneur en eau de compactage en utilisant la courbe de rétention obtenue expérimentalement.

Remarquons qu'à 3,4 cm de profondeur, les simulations montrent une évolution plus rapide de la pression capillaire que les mesures et ce même lorsque les macropores sont désactivés ( $R_k = 1$ ). Cette constatation concerne le début de l'infiltration, les courbes se rejoignent après une vingtaine d'heures. Ceci peut résulter d'un piégeage de l'air dans les pores en haut de la colonne de sol aux premiers stades de l'infiltration, phénomène souvent rencontré au cours d'essais d'infiltration.

Les deux couples de valeurs ( $R_k, \delta$ ) utilisés pour la simulation fournissent des résultats sensiblement proches par comparaison avec l'expérience avec un léger avantage pour  $R_k = 5$  et  $\delta = 100 \mu\text{m}$ . C'est là une démonstration des problèmes que peut poser l'estimation des paramètres qui décrivent l'effet

des macropores dans le modèle. Une étude plus précise de la faisabilité de l'estimation de ces paramètres par une approche inverse que nous présenterons dans le chapitre suivant permettra de mieux appréhender cette difficulté.

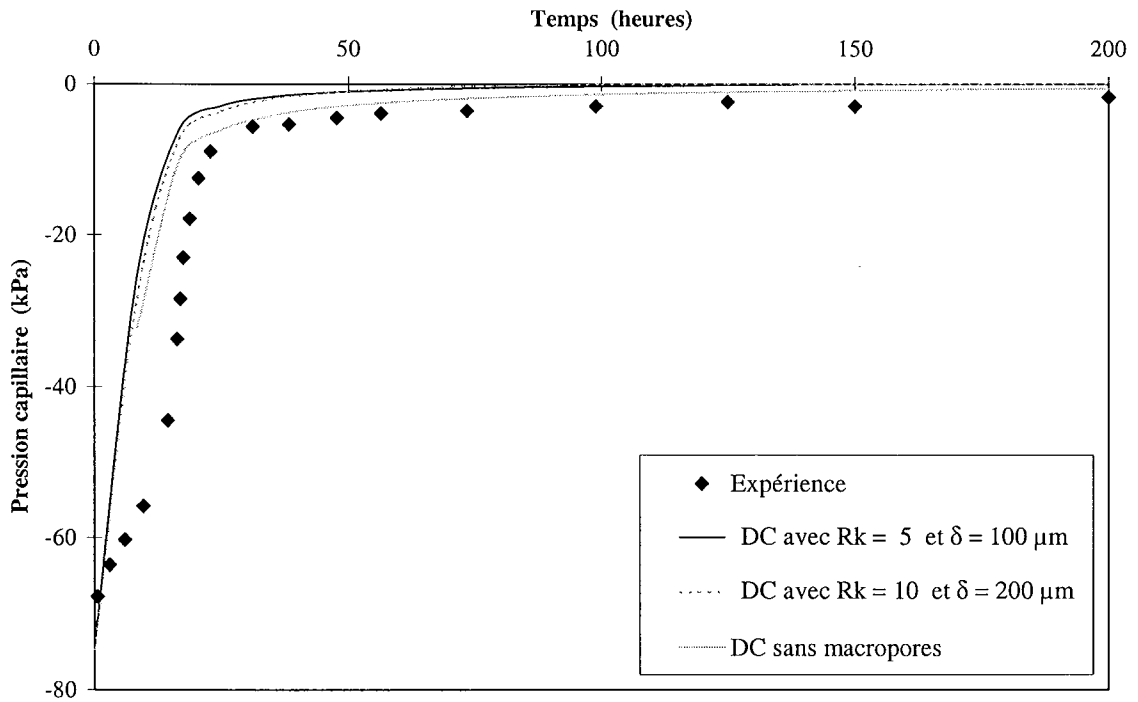


Figure II.18 - Evolution de la pression capillaire au cours de l'infiltration à 3,4 cm de profondeur (Modèle DC, Essai E1).

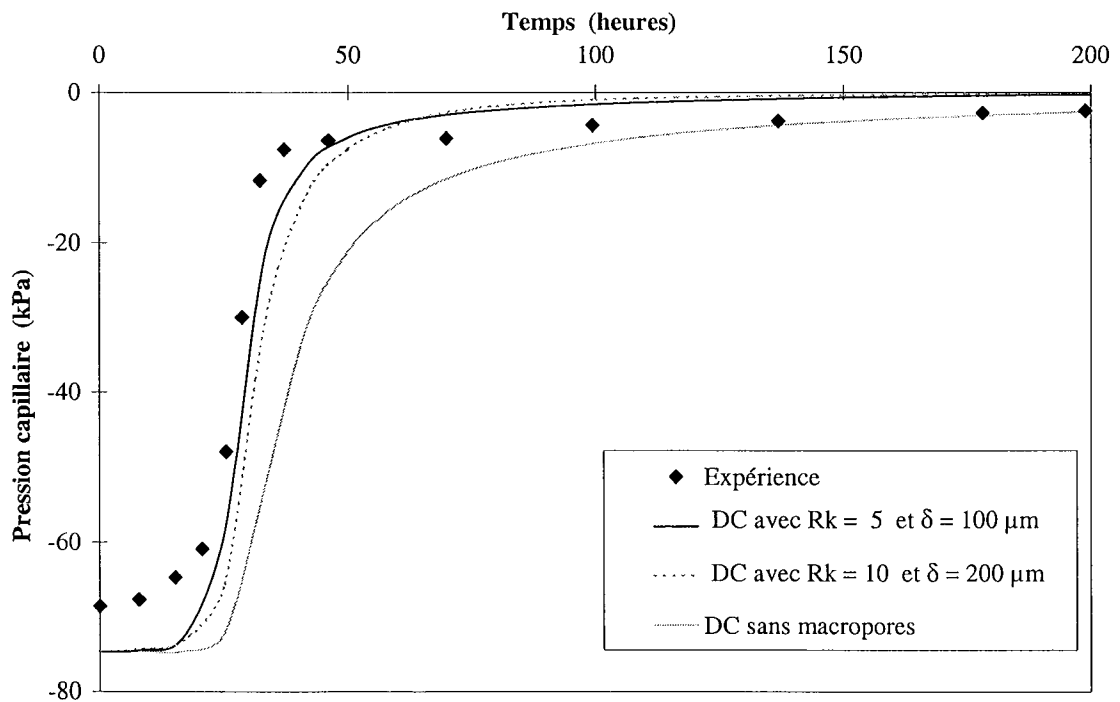


Figure II.19 - Evolution de la pression capillaire au cours de l'infiltration à 7,3 cm de profondeur (Modèle DC, Essai E1).



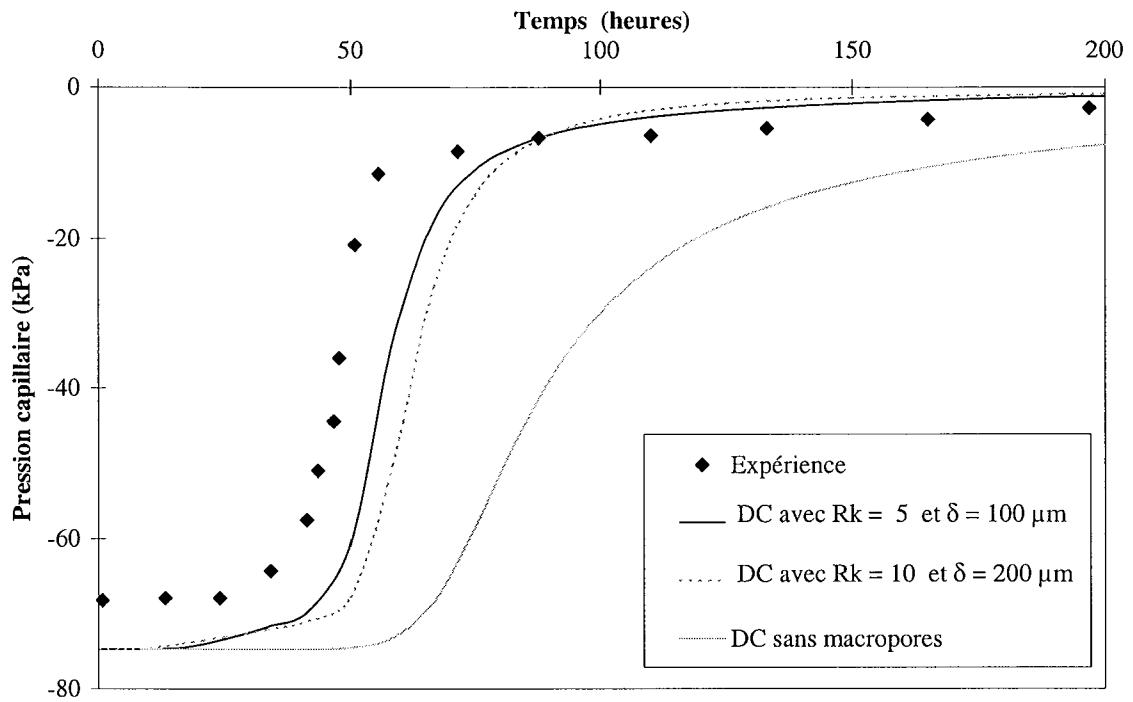


Figure II.20 - Evolution de la pression capillaire au cours de l'infiltration à 11,2 cm de profondeur (Modèle DC, Essai E1).

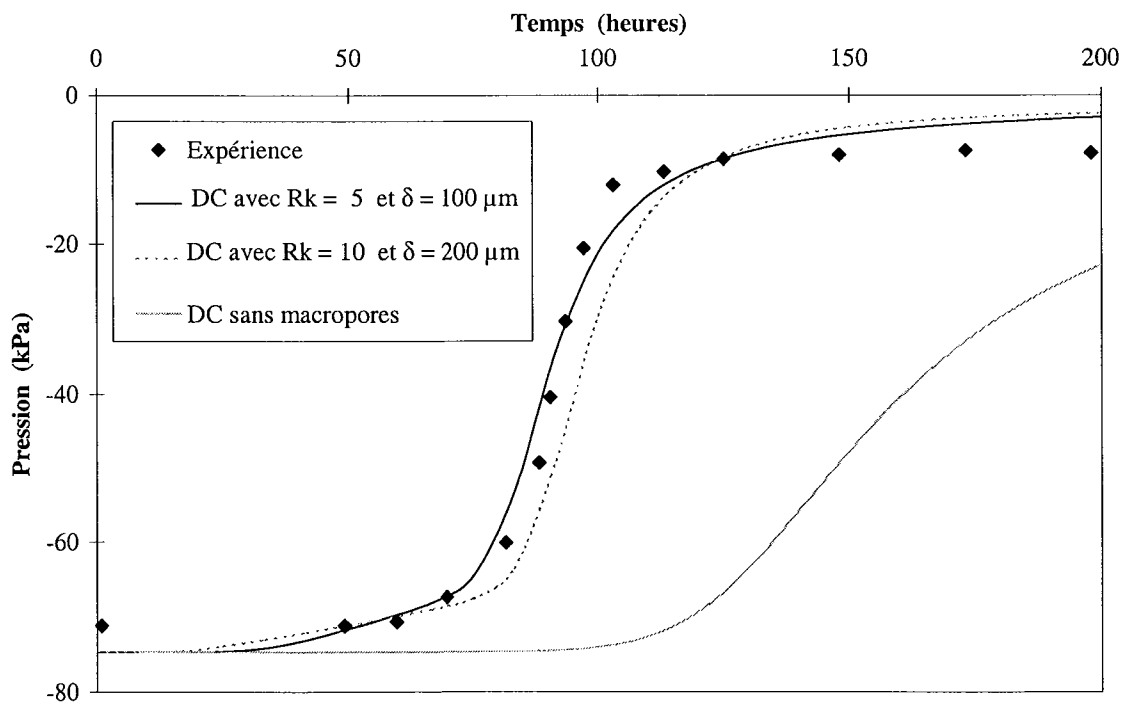


Figure II.21 - Evolution de la pression capillaire au cours de l'infiltration à 15,1 cm de profondeur (Modèle DC, Essai E1).

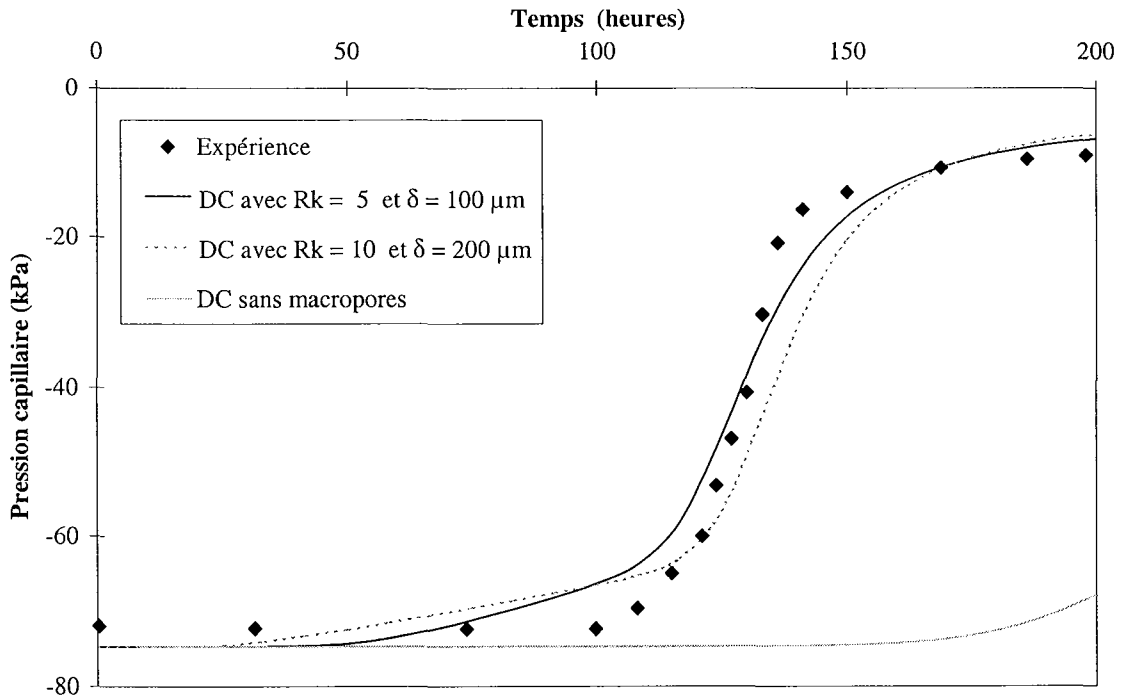


Figure II.22 - Evolution de la pression capillaire au cours de l'infiltration à 19,2 cm de profondeur (Modèle DC, Essai E1).

### 3.5. Conclusion

La simulation des essais d'infiltration au laboratoire avec le modèle à double conductivité hydraulique fournit des résultats assez concordants avec les mesures tensiométriques de pression. Cependant, d'une part, l'écart persistant à certaines profondeurs laisse supposer que les caractéristiques des macropores seraient variables pour les différentes couches de compactage, et d'autre part, les évolutions plus rapides de la pression capillaire mesurée à l'approche de la saturation pourraient mettre en cause la validité de l'hypothèse de proportionnalité entre les conductivités hydrauliques des macropores et de la matrice du sol. Une configuration multicouche du modèle sera étudiée dans le chapitre III et permettra de mieux étudier sa sensibilité aux deux paramètres de la macroporosité.

## 4. APPROCHE DU MILIEU A CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE BIMODALE (CB)

### 4.1. L'approche bimodale

Le troisième modèle que nous avons développé, repose sur l'hypothèse que les macropores du fait de leur dimension importante par rapport aux pores réguliers se remplissent à des succions plus faibles. Leur effet sur les propriétés hydrodynamiques du sol est donc plus important à l'approche de la saturation. Cela est intégré par une fonction de la distribution des rayons des pores qui

présente deux pics ce qui conduit à une courbe de rétention et une courbe de conductivité hydraulique bimodales avec deux points d'inflexion. Le principal atout de l'approche réside dans sa facilité à s'intégrer dans les modèles théoriques d'écoulement non saturé. En effet, seule la courbe de conductivité hydraulique est modifiée et il n'y a pas lieu de résoudre doublement l'équation de Richards ce qui apporte un gain considérable en temps de calcul par rapport au modèle DC.

La principale difficulté rencontrée avec ce genre de modèle concerne l'estimation des paramètres qui nécessite plus de mesures à faible succion. Les procédures expérimentales permettant de déterminer la courbe de rétention sont cependant, souvent limitées en terme de précision de mesure en particulier au voisinage de la saturation. Il n'est donc pas certain que les conductivités hydrauliques prédites sur cette base soient représentatives d'une certaine classe de pores à faible succion en faisant abstraction de l'erreur propre au modèle.

Bien que le concept de propriétés hydrauliques bimodales puisse être jugé simpliste, puisqu'il ne prend pas en compte le mécanisme de l'échange macropores/micropores, il n'en constitue pas moins un moyen à la fois réaliste et pratique pour décrire la conductivité hydraulique des sols naturels sous faibles succions (Watson & Luxmoore, 1992 ; Wilson *et al.*, 1992 et Mohanty *et al.*, 1997).

Mohanty *et al.* (1997) en interprétant les résultats du modèle bimodal qu'ils ont ajusté à des mesures de conductivité hydraulique *in situ* et au laboratoire, effectuées sur un sol naturel, signalent que s'ils ont noté une augmentation importante de la conductivité hydraulique par rapport au modèle unimodal de Van Genuchten, une très légère modification de la courbe de rétention au voisinage de la saturation est observée. Cette constatation confirme les résultats d'autres travaux (Klute, 1986 ; Booltink & Bouma, 1993 et Watson & Luxmoore, 1986) qui indiquent que l'écoulement sous faible succion est essentiellement gravitaire.

Nous nous proposons ici de formuler un modèle bimodal simplifié adapté aux sols fins compactés et ce en limitant au minimum le nombre des paramètres. Sur la base des constatations de Mohanty *et al.* (1997), seule la courbe de conductivité hydraulique du sol sera bimodale. En d'autres termes, les macropores ne sont pas supposés retenir l'humidité sous des succions faibles.

#### 4.2. Modèle bimodal de conductivité hydraulique

Le modèle que nous proposons est basé sur les hypothèses suivantes :

- il existe une pression critique ( $\Psi_{cr}$ ) à partir de laquelle les macropores se remplissent faisant accroître la conductivité hydraulique ;
- tant que la succion reste supérieure (en valeur absolue) à  $\Psi_{cr}$ , la conductivité hydraulique du sol est évaluée en utilisant la formulation de Van Genuchten ;
- pour les succions inférieures (en valeur absolue) à  $\Psi_{cr}$ , la conductivité hydraulique des macropores atteint la conductivité hydraulique saturée.

En résumé, nous pouvons écrire :

$$|\Psi| \leq |\Psi_{cr}| \quad k(\Psi) = \mu \cdot k_s + (1 - \mu) \cdot k_{VG}(\Psi) \quad (\text{II.9.a})$$

$$|\Psi| > |\Psi_{cr}| \quad k(\Psi) = k_{VG}(\Psi) \quad (\text{II.9.b})$$

où :

- $\mu$  est la macroporosité définie comme étant la proportion de macropores par rapport à la porosité totale du sol ;
- $k_s$ , la conductivité hydraulique du sol à la saturation ;
- $k_{VG}(\Psi)$ , la conductivité calculée par la formulation de Mualem (1976) & Van Genuchten (1980).

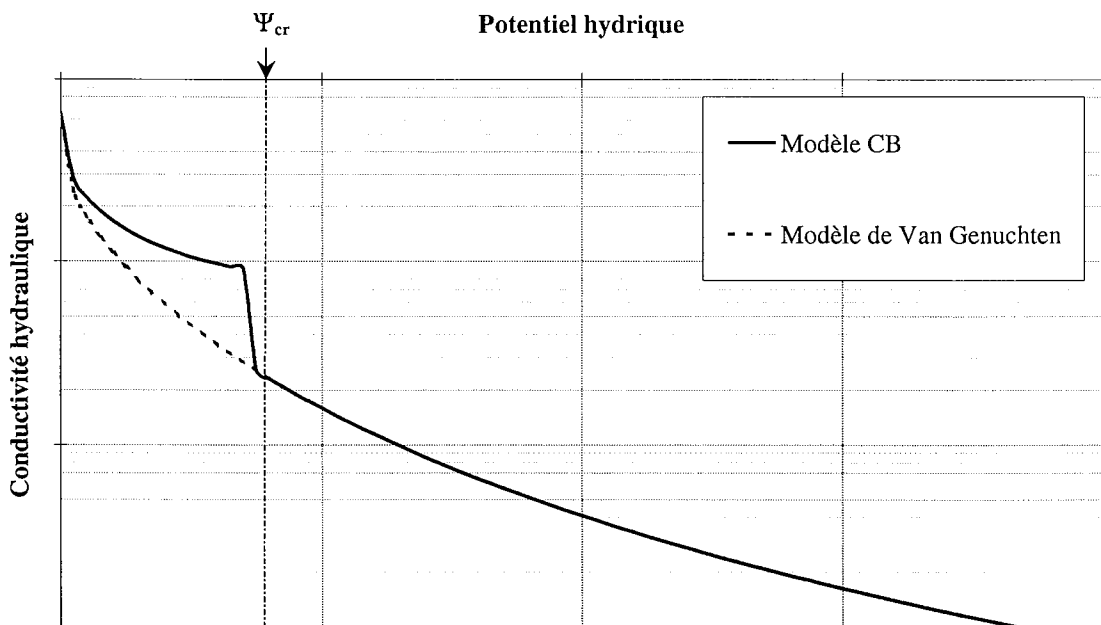


Figure II.23 - Courbe de conductivité hydraulique décrite par le modèle CB.

La courbe de rétention de l'humidité du sol reste inchangée et définie par le modèle de Mualem (1976) et Van Genuchten (1980).

#### 4.3. Algorithme de résolution

Le même algorithme de résolution précédemment décrit pour le modèle MH est utilisé pour résoudre l'équation de Richards. Etant donné que l'on adopte ici une courbe de conductivité hydraulique discontinue qui devient plus raide à l'approche de la saturation, une attention particulière doit être portée au contrôle de la convergence de la procédure itérative. Les tests que nous avons effectués ont toutefois montré que la méthode de résolution est assez robuste et aucun problème de convergence n'a été rencontré au cours des calculs.

#### 4.4. Simulations numériques

Les mêmes essais précédemment présentés ont été simulés. Nous nous contentons ici de présenter les résultats de la simulation de l'essai E1.

##### 4.4.1. Détermination des paramètres du modèle

Comme pour le modèle précédent, le problème qui se pose est d'estimer les deux paramètres introduits pour prendre en compte les écoulements préférentiels dans les macropores à savoir la pression critique  $\Psi_{cr}$  et la macroporosité  $\mu$ . En effet, les points de mesure de la conductivité hydraulique dont nous disposons ne permettraient pas d'ajuster les paramètres du modèle bimodal proposé (par une procédure aux moindres carrés), étant donné qu'il ne couvrent qu'une gamme de succion très limitée.

En l'absence d'autre alternative, nous nous sommes basés sur une étude paramétrique de l'effet de ces deux paramètres sur la courbe de l'infiltration cumulée en fonction du temps. Les figures II.24 à II.26 montrent les résultats obtenus avec différentes valeurs de  $\Psi_{cr}$  et  $\mu$ .

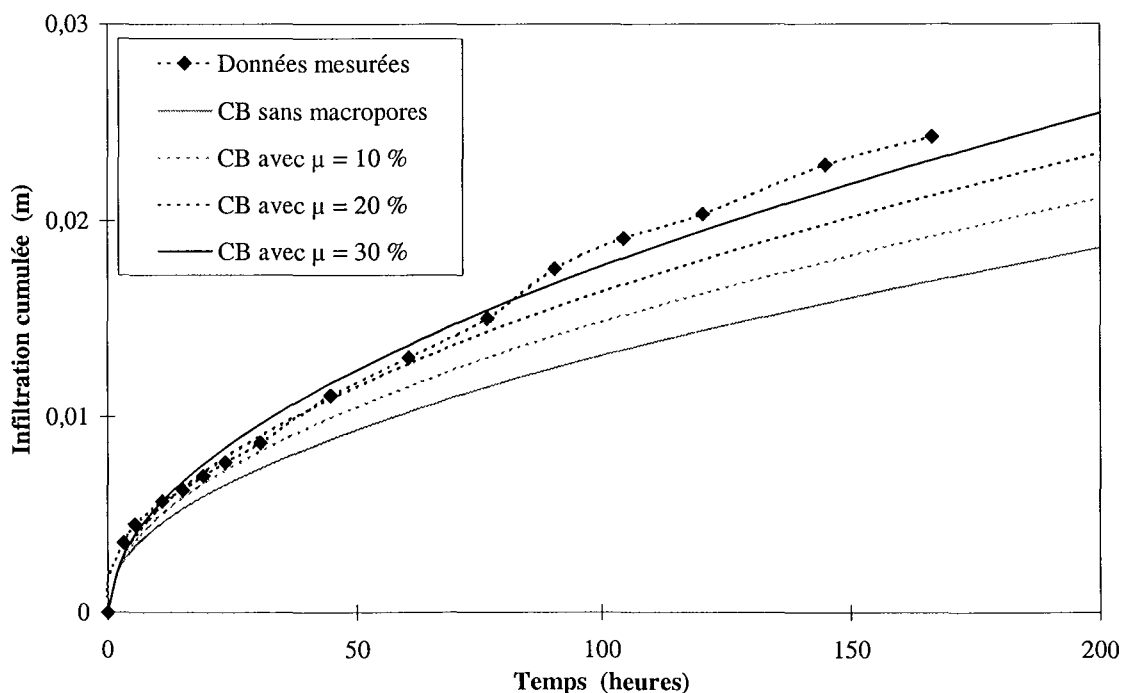


Figure II.24 - Evolution de l'infiltration cumulée en fonction du temps pour différentes valeurs de la macroporosité et pour  $\Psi_{cr} = 10$  kPa (Modèle CB, Essai E1).

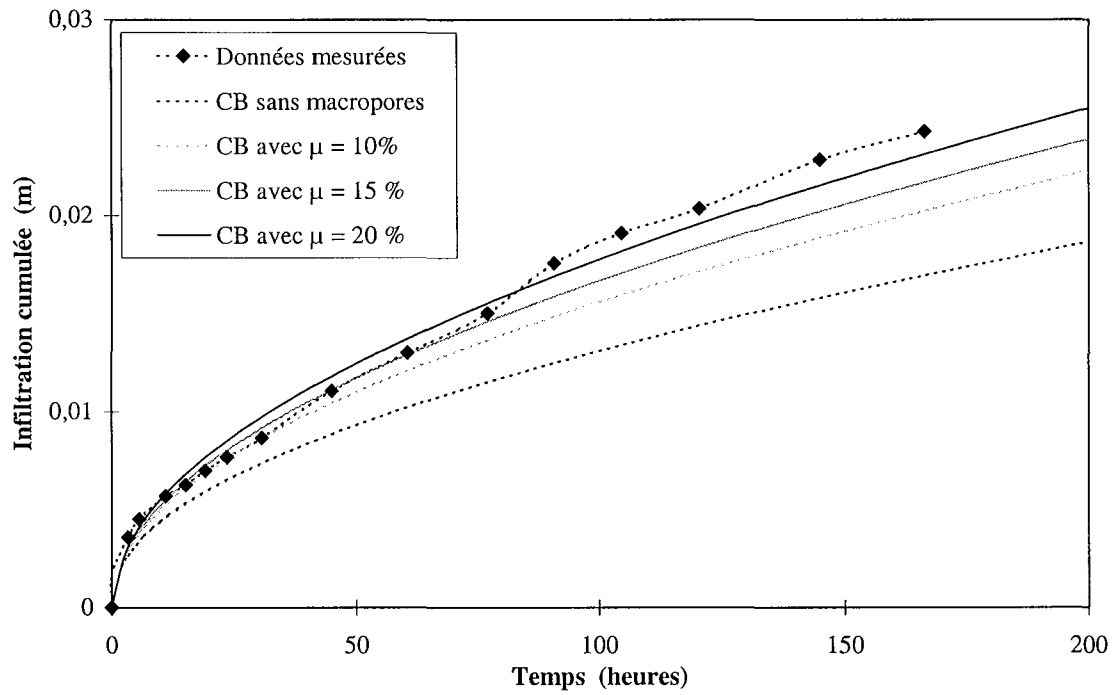


Figure II.25 - Evolution de l'infiltration cumulée en fonction du temps pour différentes valeurs de la macroporosité et pour  $\Psi_{cr} = 15 \text{ kPa}$  (Modèle CB, Essai E1).

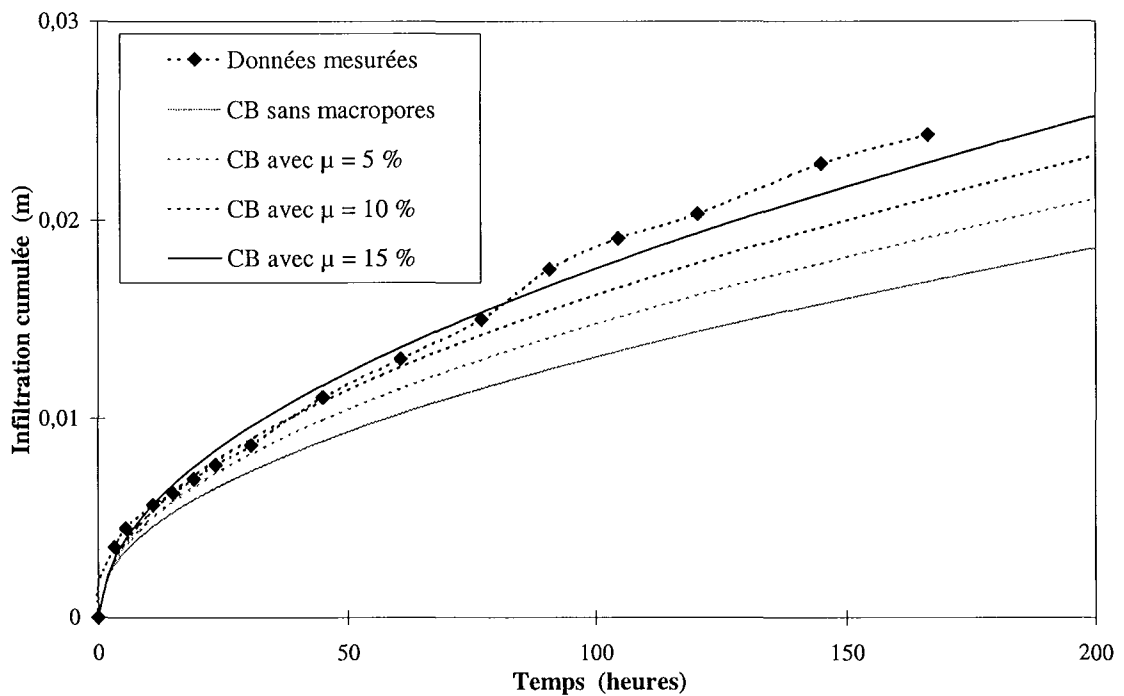


Figure II.26 - Evolution de l'infiltration cumulée en fonction du temps pour différentes valeurs de la macroporosité et pour  $\Psi_{cr} = 20 \text{ kPa}$  (Modèle CB, Essai E1).

Ces courbes montrent que pour chaque valeur de  $\Psi_{cr}$ , nous arrivons à définir une valeur de  $\mu$  qui permet de rapprocher les courbes d'infiltration simulée et expérimentale et qui lui est inversement liée. Cette constatation s'interprète assez bien : en effet, en admettant un certain volume total des macropores, plus leur proportion est importante ( $\mu$  augmente), plus réduites seront leur dimensions et plus tard ils participent à l'écoulement ( $\Psi_{cr}$  décroît) :

- ✓  $\mu = 15 \%$  pour  $\Psi_{cr} = 20 \text{ kPa}$  ;
- ✓  $\mu = 20 \%$  pour  $\Psi_{cr} = 15 \text{ kPa}$  ;
- ✓  $\mu = 30 \%$  pour  $\Psi_{cr} = 10 \text{ kPa}$ .

Il semble donc difficile de déterminer les valeurs optimales de ces deux paramètres par une étude paramétrique sur l'infiltration cumulée. Pour la suite, nous retiendrons les 3 couples de valeurs obtenus. La comparaison de l'évolution des pressions capillaires simulées et mesurées donnera plus d'éléments pour l'estimation des paramètres optimaux.

#### 4.4.2. Résultats de la simulation de l'essai E1

Les figures II.27 à II.31 montrent l'évolution des pressions capillaires simulées et mesurées à différentes profondeurs. Globalement, le modèle à conductivité hydraulique bimodale paraît fournir une bonne reproduction de la réponse des tensiomètres.

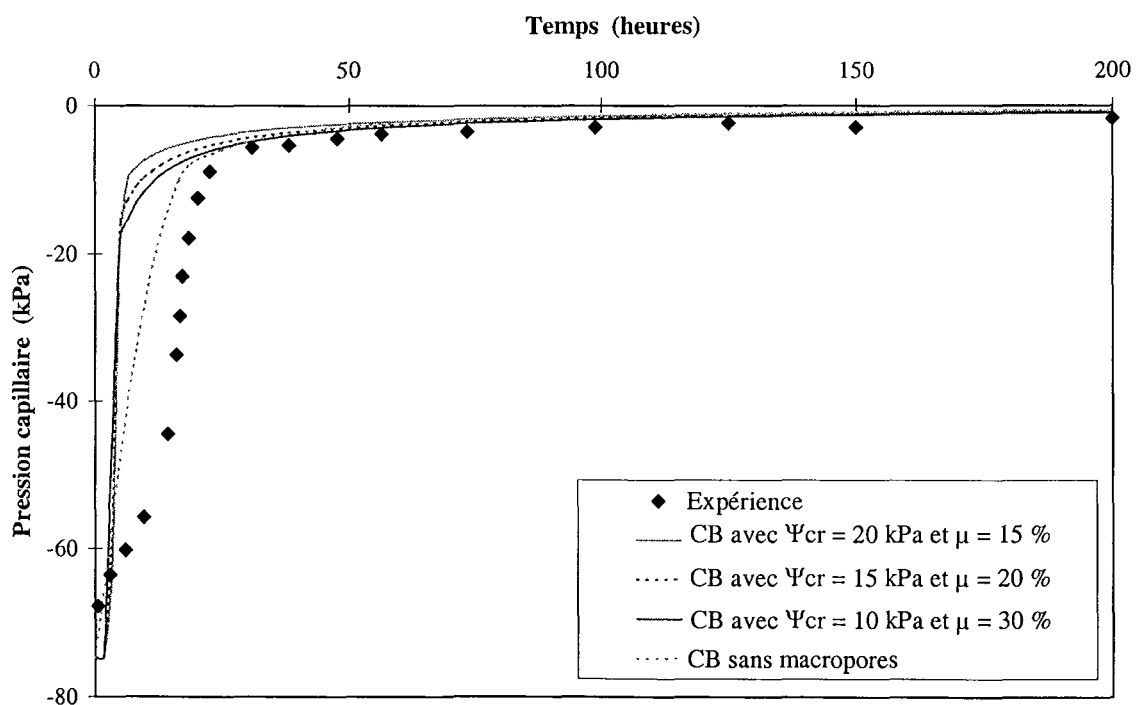


Figure II.27 - Evolution de la pression capillaire au cours de l'infiltration à 3,4 cm de profondeur (Modèle CB, Essai E1).

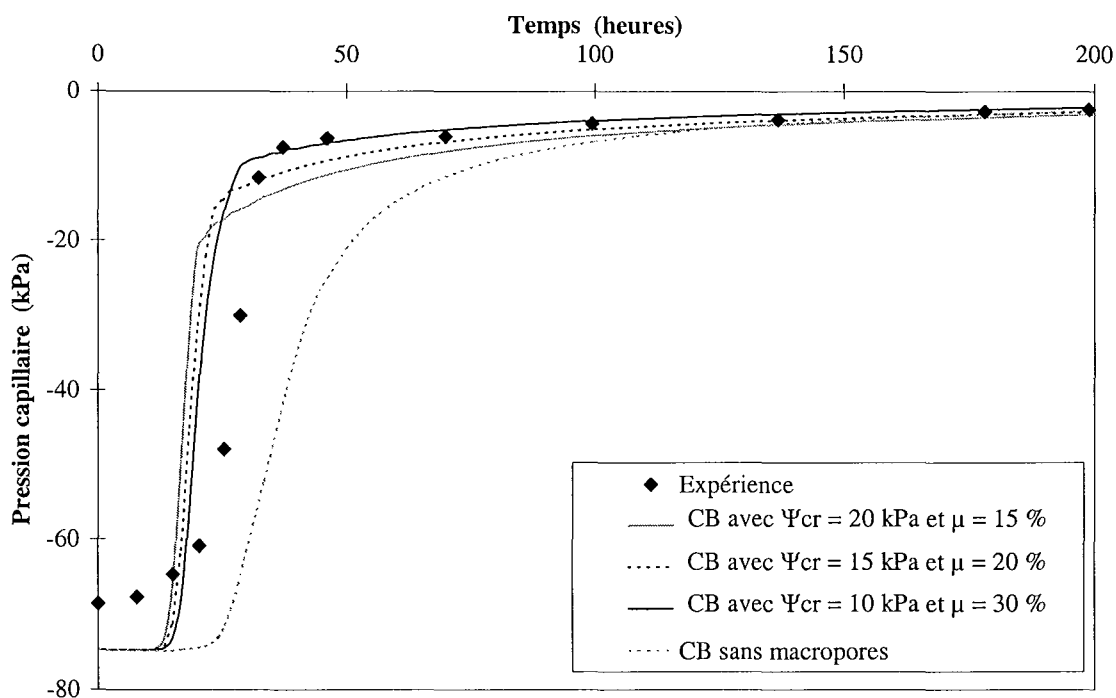


Figure II.28 - Evolution de la pression capillaire au cours de l'infiltration à 7,3 cm de profondeur (Modèle CB, Essai E1).

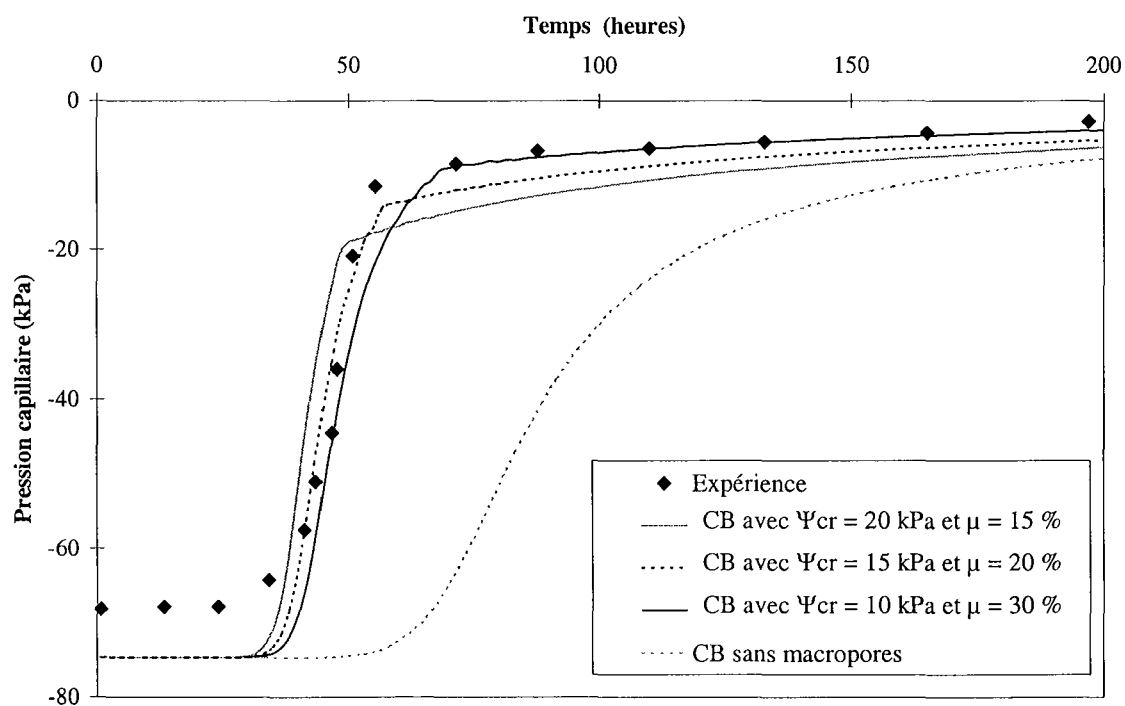


Figure II.29 - Evolution de la pression capillaire au cours de l'infiltration à 11,2 cm de profondeur (Modèle CB, Essai E1).



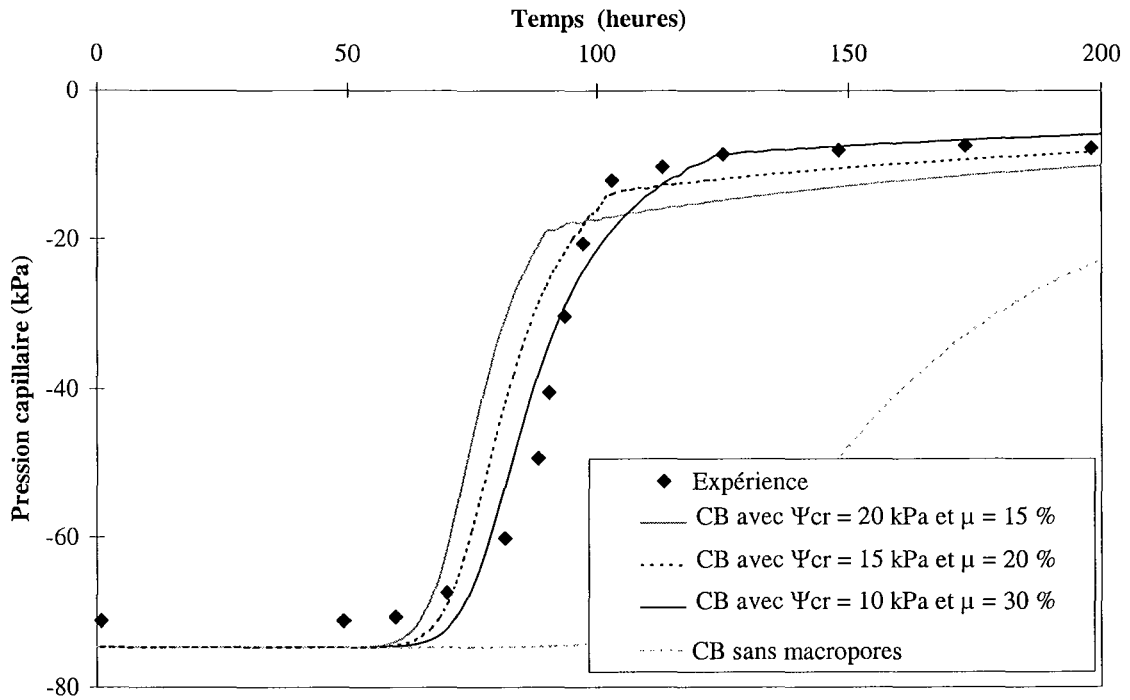


Figure II.30 - Evolution de la pression capillaire au cours de l'infiltration à 15,1 cm de profondeur (Modèle CB, Essai E1).

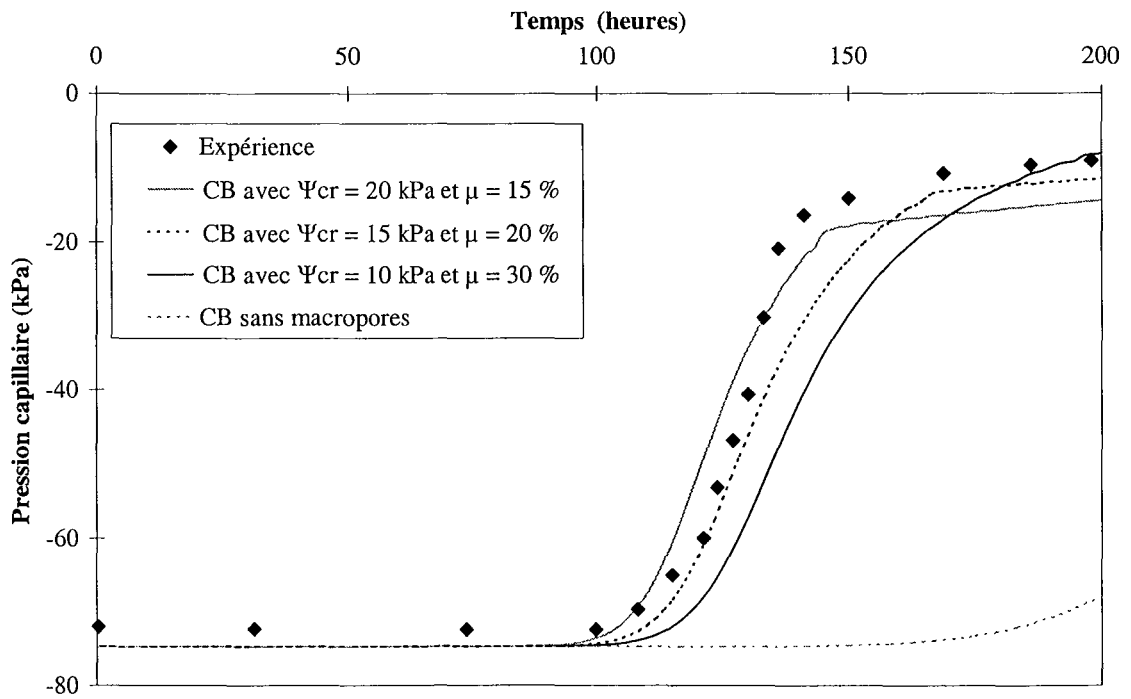


Figure II.31 - Evolution de la pression capillaire au cours de l'infiltration à 19,2 cm de profondeur (Modèle CB, Essai E1).

Les simulations réalisées avec les 3 jeux de paramètres ( $\Psi_{cr}, \mu$ ) déterminés à partir de l'infiltration cumulée sont assez proches mais il n'a pas été possible de définir un couple de valeurs optimales. En effet, les caractéristiques des macropores semblent varier d'une profondeur à une autre. Vu que nous disposons à peu près d'un tensiomètre par couche de compactage, ces variations peuvent s'expliquer par les différences de l'énergie de compactage reçues par chacune des couches.

Notons que nous retrouvons une évolution plus rapide de la pression capillaire simulée pour le premier tensiomètre (à 3,4 cm de profondeur) comme avec les modèles MH et DC, qui peut être expliquée par un éventuel piégeage de l'air au début de l'infiltration.

#### 4.5. Conclusion

Au vu des résultats des simulations numériques présentées, le modèle du sol à conductivité hydraulique bimodale conduit à une bonne reproduction des essais d'infiltration. En particulier à l'approche de la saturation, il permet de bien rendre compte sous de faibles succions, du changement assez rapide de la pente des courbes de pression capillaire en fonction du temps. La difficulté qui se présente concerne ici encore l'estimation des paramètres du modèle qui semblent directement corrélés et variables dans les différentes couches de compactage. Dans le chapitre III, nous présenterons une étude de la sensibilité des paramètres qui permettra d'apprécier la faisabilité d'une approche inverse dans une configuration multicouche de ce modèle.

### 5. COMPARAISON DES DIFFERENTES APPROCHES

Jusqu'ici, nous nous sommes contentés de comparer les résultats obtenus avec les différentes approches de modélisation avec les données expérimentales. Il s'agit ici de comparer ces différentes approches en nous basant sur l'effet des écoulements préférentiels dans les macropores au cours de l'infiltration. Le modèle du milieu homogène (MH) ayant échoué à reproduire les mesures de façon correcte, nous nous intéresserons exclusivement au modèle du milieu à double conductivité hydraulique (DC) et celui à conductivité hydraulique bimodale (CB).

La figure II.32 montre les profils de teneur en eau volumique produit par les modèles (DC) et (CB) au bout de 10 heures et 200 heures d'infiltration pour l'essai E1. Les simulations présentées ont été effectuées avec les jeux de paramètres ayant fourni les meilleurs résultats par rapport aux mesures de pression capillaire soit : ( $R_k = 5$ ,  $\delta = 100 \mu\text{m}$ ) pour le modèle DC et ( $\mu = 20\%$ ,  $\Psi_{cr} = 15 \text{ kPa}$ ) pour le modèle CB.

On constate que même si les profils de teneur en eau produits par les deux modèles sont globalement assez proches, une différence notable peut être constatée quant à l'allure des deux courbes. Le modèle CB conduit à un profil discontinu qui distingue de façon très claire la zone où les écoulements préférentiels sont actifs. Remarquons que cet aspect est à attribuer à la formulation

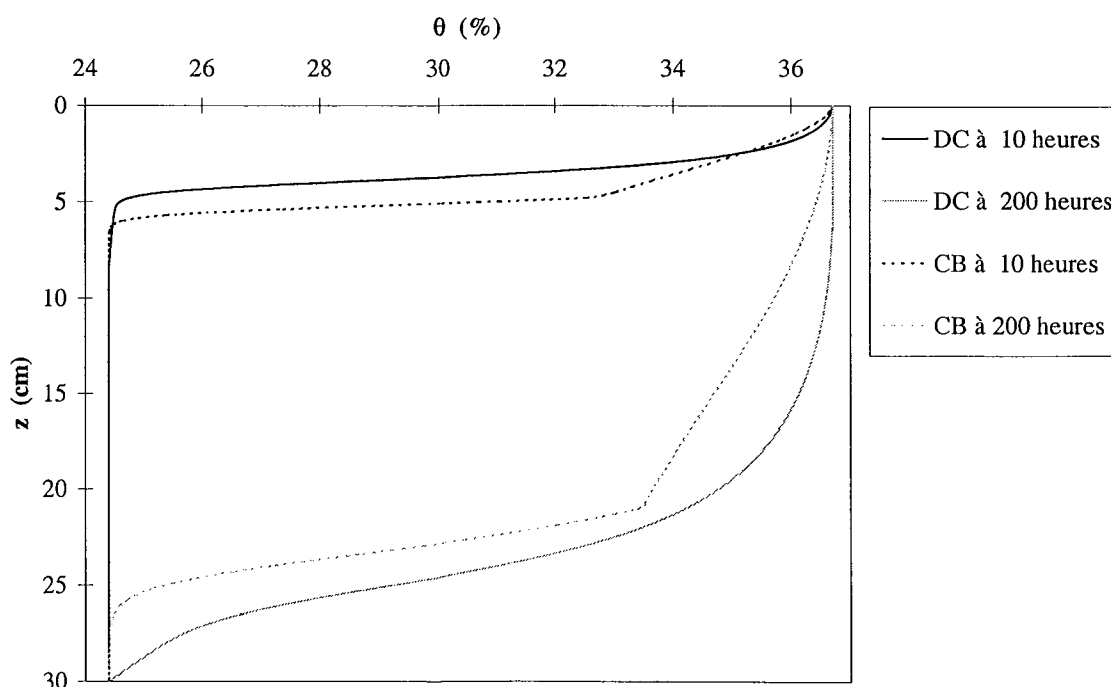
simplifiée adoptée pour le modèle bimodal de conductivité hydraulique selon laquelle les macropores passent brusquement d'une conductivité nulle ( $|\Psi| > |\Psi_{cr}|$ ) à leur conductivité maximale ( $|\Psi| < |\Psi_{cr}|$ ). En réalité, les macropores ne se remplissent pas instantanément et un modèle plus élaboré devrait tenir compte de l'augmentation progressive de la conductivité hydraulique à l'approche de la saturation, le nombre des paramètres s'en trouverait obligatoirement augmenté.

Ces profils montrent également que le front humide produit par le modèle DC est en retard par rapport à celui produit par le modèle CB après 10 heures d'infiltration mais que la tendance s'inverse après 200 heures. Cela suggère que l'effet de la macroporosité tel qu'il est décrit dans le modèle CB est plus important au début de l'infiltration qu'il ne l'est dans le modèle DC. En effet, dans le modèle DC, la conductivité hydraulique des macropores bien que supérieure à celle de la matrice du sol est assez faible au début de l'infiltration et augmente progressivement avec la diminution de la pression capillaire. Le modèle CB, suppose au contraire que les macropores interviennent dès le début de l'infiltration avec une faible résistance à l'écoulement et donc une conductivité hydraulique maximale qui se maintient constante jusqu'à la saturation. Cet effet est confirmé par l'évolution de la part des macropores dans l'infiltration cumulée définie par l'équation (II.10) et représentée sur la figure II.33.

$$\Delta I_{\text{macro}}(t) = I_{\text{macro}}(t) - I_{\text{micro}}(t) \quad (\text{II.10})$$

où :

- $I_{\text{macro}}(t)$  est l'infiltration cumulée calculée par le modèle en intégrant l'effet des macropores ;
- $I_{\text{micro}}(t)$  l'infiltration cumulée calculée par le modèle annulant l'effet des macropores



**Figure II.32 - Profils de teneur en eau dans la colonne de sol simulé par les modèles DC et CB au bout de 10 heures et de 200 heures d'infiltration (Essai E1).**

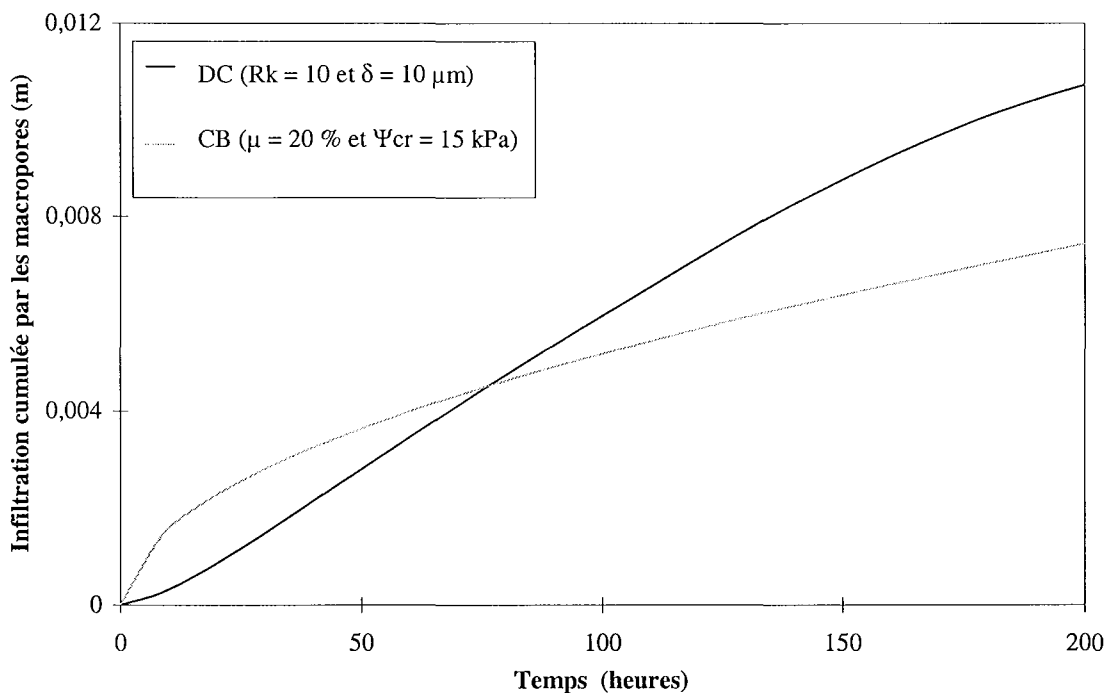


Figure II.33 - Effet des macropores sur l'infiltration pour les modèles DC et CB (Essai E1).

Modèle	Paramètre	Valeur de base	Intervalle de variation
DC	$R_k$	5	[2 ; 10]
	$\delta$	100 $\mu\text{m}$	[50 ; 300]
CB	$\mu$	20 %	[2,5 ; 20]
	$\Psi_{cr}$	15 kPa	[5 ; 25]

Tableau II.6 – Valeurs de base et intervalles de variation pour les paramètres de la macroporosité dans les deux modèle DC et CB.

Afin de mieux comprendre l'évolution de l'effet des macropores au cours de l'infiltration, nous avons défini des valeurs de base pour les différents paramètres décrivant l'écoulement dans les macropores dans les deux modèles, les autres paramètres du sol gardent les mêmes valeurs que pour le limon de Jossigny. En faisant varier à chaque fois un des paramètres et en maintenant l'autre constant, nous avons représenté l'évolution de l'apport de la macroporosité sur l'infiltration cumulée (figures II.34 à II.37). Le tableau II.6 résume les valeurs de base ainsi que les intervalles de variation des différents paramètres pour les deux modèles.

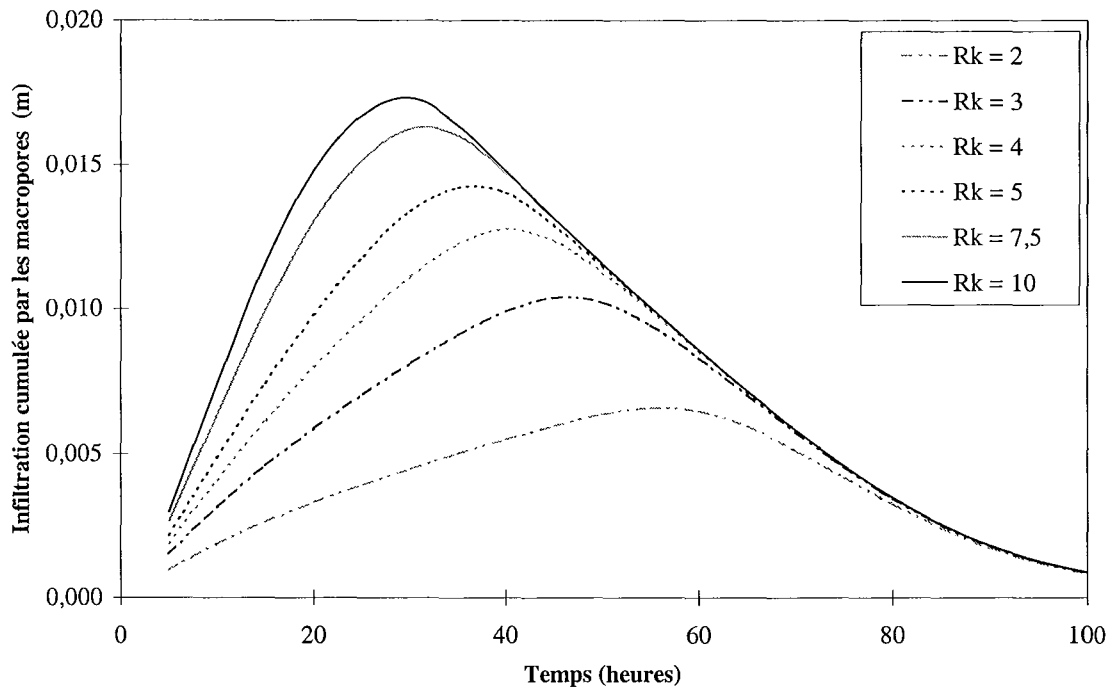


Figure II.34 - Effet des macropores sur l'infiltration cumulée en fonction du temps pour différentes valeurs de  $R_k$  (Modèle DC).

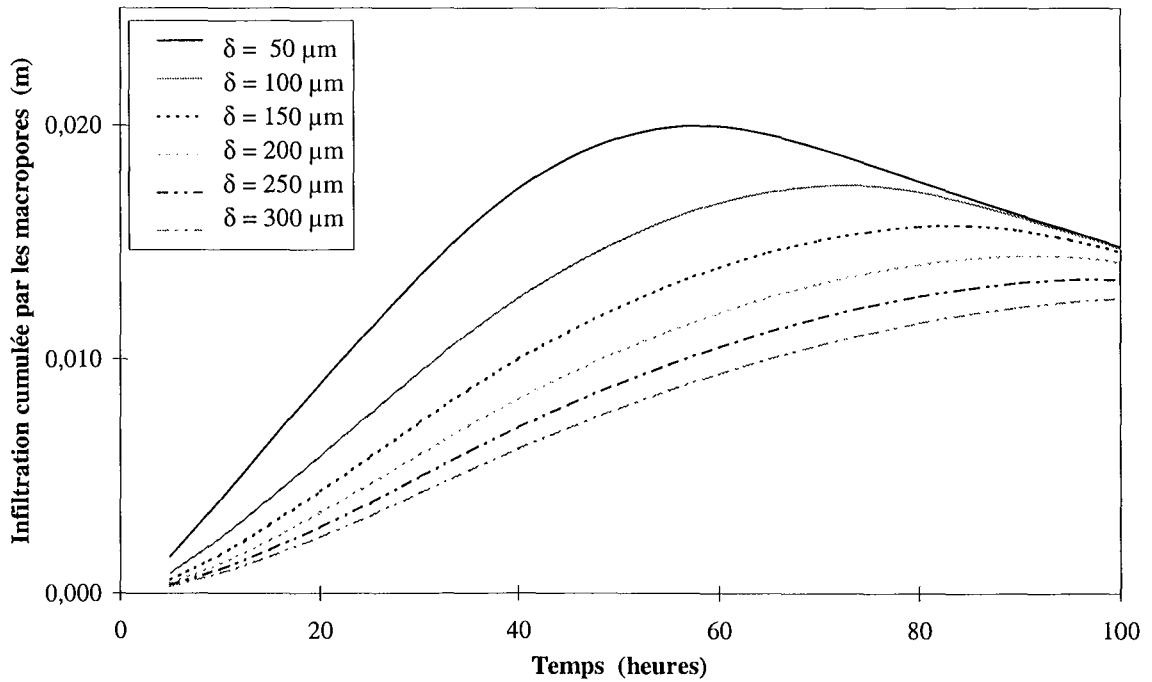


Figure II.35 - Effet des macropores sur l'infiltration cumulée en fonction du temps pour différentes valeurs de  $\delta$  (Modèle DC).

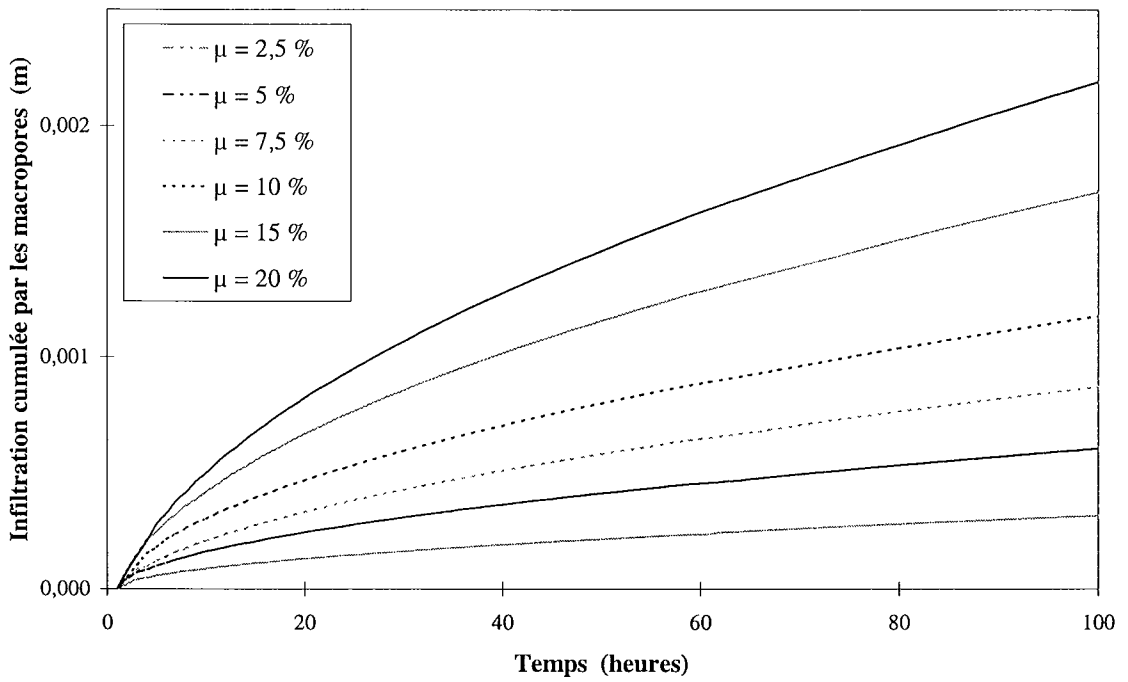


Figure II.36 - Effet des macropores sur l'infiltration cumulée en fonction du temps pour différentes valeurs de  $\mu$  (Modèle BC).

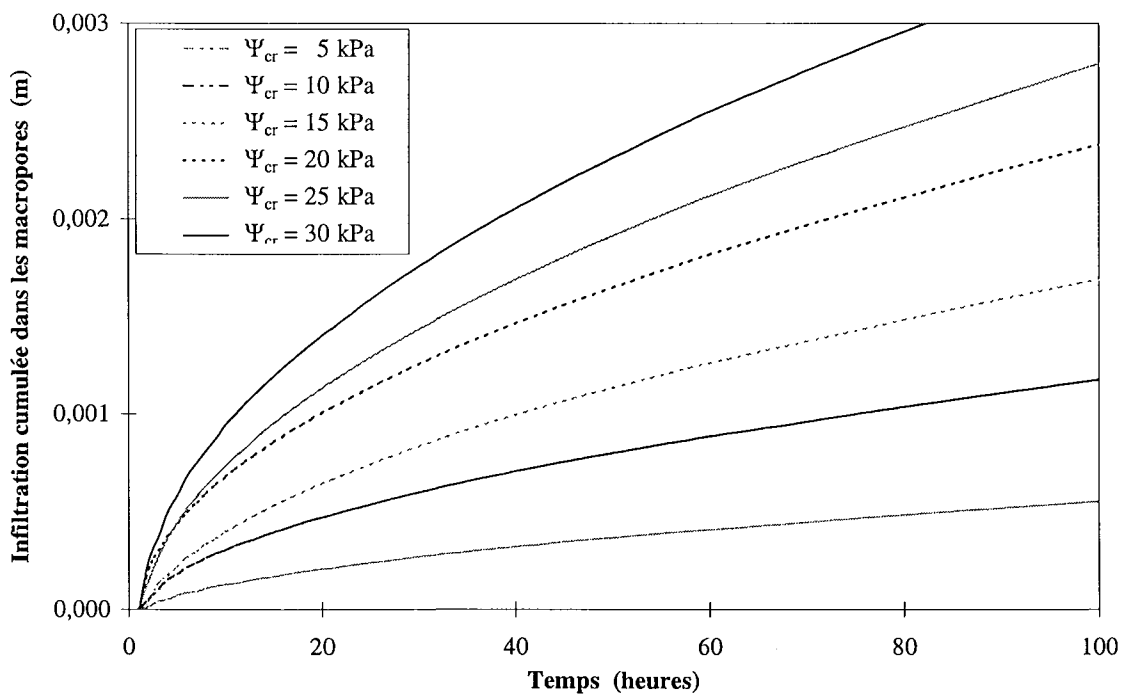


Figure II.37 - Effet des macropores sur l'infiltration cumulée en fonction du temps pour différentes valeurs de  $\Psi_{cr}$  (Modèle BC).

Pour le modèle DC, l'effet des macropores évolue en deux phases. Au début de l'infiltration, le front humide dans les macropores avance plus rapidement que dans la matrice du sol, la zone intermédiaire concernée par le mécanisme d'échange s'étend et l'apport des macropores augmente progressivement. Lorsque le front humide dans les macropores atteint le bas de la colonne ce qui correspond à l'instant marqué par les pics visibles sur les courbes des figures II.34 et II.35, la portion saturée du sol continue de progresser dans la matrice, l'étendue de la zone d'échange commence à se réduire et l'apport des macropores sur l'infiltration cumulée décroît.

Pour le modèle CB en revanche, l'effet des macropores est intégré dans la courbe de conductivité hydraulique du sol et l'avancement du front humide dans les macropores ainsi que le mécanisme d'échange avec la matrice ne sont pas reflétés de façon réaliste. Au fur et à mesure que la zone quasi saturée s'étend, l'apport des macropores s'accroît progressivement et se poursuit jusqu'à la fin de l'infiltration.

## 6. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons présenté 3 modèles pour résoudre le problème direct de l'infiltration dans les couches de sols fins compactés. Les simulations numériques d'essais d'infiltration au laboratoire où des écoulements préférentiels dans les macropores ont été mis en évidence, nous ont permis de tester la capacité de ces modèles à reproduire ce phénomène.

Le premier modèle (MH) est basé sur la résolution de l'équation de l'écoulement non saturé dans un milieu homogène et ne fait pas intervenir au moins de façon directe, les écoulements préférentiels. Il n'a pas permis de simuler correctement l'expérience et a donc confirmé l'existence d'un effet important de la macroporosité sur l'infiltration.

Les deux autres modèles (DC et CB) tiennent compte de l'effet des macropores mais à travers des adaptations de deux approches de modélisation fondamentalement différentes, respectivement celle de la double porosité et celle de la conductivité hydraulique bimodale. Si ces deux modèles fournissent des résultats assez concordants avec les données expérimentales, ils posent tous les deux des problèmes quant à la détermination des paramètres supplémentaires qu'ils font intervenir. En effet, même en simplifiant les formulations mathématiques au moyen certaines hypothèses simplificatrices, il paraît nécessaire pour tenir compte de façon réaliste de l'écoulement dans les macropores, d'ajouter au minimum deux paramètres difficiles à estimer :

- un premier paramètre qui soit en relation avec l'effet hydraulique de ces macropores ( $R_k$ , le rapport de conductivité hydraulique macropores/micropores dans le cas du modèle DC et  $\Psi_{cr}$ , la pression critique dans le cas du modèle CB) ;

- un deuxième paramètre qui se rapporte en quelque sorte à la géométrie des macropores ( $\delta$ , distance représentative de l'espacement des macropores pour le modèle DC et  $\mu$ , la macroporosité pour le modèle CB).

Par ailleurs, l'écart variable des résultats des simulations avec les mesures de pression capillaire à différentes profondeurs suggèrent que ces paramètres de la macroporosité varient d'une couche de compactage à une autre.

En tenant compte de ces difficultés d'estimation et de cette variabilité spatiale, il nous paraît intéressant de développer une approche inverse qui permettrait d'estimer de la manière aussi précise que possible, ces paramètres sensibles à partir des données expérimentales dont nous disposons. C'est ce que nous allons entreprendre dans le chapitre suivant.



*Chapitre III :*

**ETUDE DU PROBLEME INVERSE**



## 1. INTRODUCTION

Les études paramétriques réalisées avec les 3 modèles d'écoulement étudiés dans le chapitre précédent, ont montré la complexité de l'estimation des différents paramètres qu'ils font intervenir. Or, développer un modèle d'infiltration sans avoir une idée claire sur la manière dont ses paramètres peuvent être estimés, ne permet pas de simuler correctement l'écoulement et encore moins, d'interpréter les observations expérimentales.

Comme nous l'avons signalé dans le chapitre I, les méthodes inverses sont aujourd'hui de plus en plus utilisées pour l'identification des paramètres hydrodynamiques des sols non saturés. Elles ont démontré leur aptitude à fournir des estimations satisfaisantes. Mais l'interprétation des résultats qu'elles peuvent fournir doit se faire avec un maximum de prudence en particulier, par rapport aux données sur lesquelles elles se basent.

Dans ce chapitre, nous nous proposons de développer une méthode inverse pour l'estimation des paramètres que nous appliquerons aux 3 approches de modélisation de l'infiltration dans les sols fins compactés déjà présentées. Le but étant de juger avec plus de rigueur la performance des modèles développés et leur capacité à reproduire les observations expérimentales.

## 2. METHODE NUMERIQUE D'INVERSION

Le problème inverse de l'estimation des paramètres d'un modèle est une procédure d'optimisation non linéaire. Comme nous l'avons signalé dans le chapitre I, les méthodes directes d'optimisation ne sont pas adaptées à l'inversion des modèles fortement non linéaires de l'écoulement en milieu non saturé (Cf. §I.6.2). Nous nous intéressons ici exclusivement aux méthodes indirectes qui en partant d'une estimation initiale des paramètres à optimiser, utilisent une procédure itérative visant à minimiser la fonction "*objectif*".

### 2.1. Faisabilité de l'estimation

Comme nous l'avons signalé dans le chapitre I (Cf. §I.6), la paramétrisation du modèle est d'une importance primordiale dans une procédure d'identification des paramètres. En effet, en fonction des observations dont on peut disposer, on doit déterminer les paramètres qui peuvent être estimés simultanément. Une mauvaise paramétrisation conduit souvent à des problèmes mal posés qui n'aboutissent pas à une solution unique et stable (McLaughlin et Townley, 1996). L'analyse des surfaces de réponses et l'étude de la sensibilité du modèle à ses paramètres permettent une étude de faisabilité destinée à déterminer parmi ces derniers, ceux qui peuvent être estimés avec les observations disponibles.

## 2.2. Techniques itératives d'optimisation

L'objectif étant de déterminer un jeu de paramètres ( $\vec{p}$ ) à partir d'un nombre limité d'observations ( $O_i$ ) de façon à minimiser un certain critère qui compare ces observations aux estimations ( $O^*_i$ ) qu'en donne le modèle avec ce jeu de paramètres. Le critère utilisé est généralement basé sur l'erreur au sens des moindres carrés et l'on définit la fonction "*objectif*" à minimiser par :

$$\chi^2(\vec{p}) = \sum_{i=1}^N \left( \frac{O_i - O^*_i(\vec{p})}{\sigma_i} \right)^2 \quad (\text{III.1})$$

où :

- $N$ , est le nombre des observations ;
- $\sigma_i$ , est l'écart-type qui décrit l'incertitude sur l'observation  $O_i$ .

La fonction "*objectif*" doit être pondérée si elle fait intervenir des observations de variables différentes présentant des ordres de grandeur différents sur les moyennes ou sur les écarts-types. Le choix judicieux des coefficients de pondération permet en général, de ramener ces variables à des grandeurs comparables.

Pour le cas que nous traitons ici et étant donné que les données dont nous disposons sont des mesures tensiométriques de pression capillaire, aucune pondération de la fonction "*objectif*" n'est nécessaire et l'écart-type est unitaire.

La procédure itérative consiste à partir d'un jeu initial de paramètres ( $\vec{p}^{(0)}$ ), à calculer pour chaque pas d'optimisation ( $m$ ), un incrément ( $\Delta\vec{p}^{(m)}$ ), qui appliqué au jeu de paramètres permette de faire diminuer la fonction "*objectif*", soit :

$$\chi^2(\vec{p}^{(m+1)}) < \chi^2(\vec{p}^{(m)}) \quad (\text{III.2})$$

avec :

$$\vec{p}^{(m+1)} = \vec{p}^{(m)} + \Delta\vec{p}^{(m)} \quad (\text{III.3})$$

Parmi les techniques indirectes d'optimisation, on peut distinguer celles issues de la programmation linéaire telles que la méthode du simplex. En fixant un pas de progression suffisamment réduit, l'évolution de la fonction à minimiser est testée dans les deux directions par rapport à chacun des paramètres ce qui permet de décider des incréments à apporter à ces derniers. L'intérêt principal de ces méthodes est qu'elles ne requièrent que l'évaluation de la fonction à minimiser et ne nécessitent pas le calcul de son gradient. Toutefois, leur application à des problèmes d'optimisation complexes à plusieurs paramètres nécessite un très faible pas de progression et un grand nombre d'évaluations de la fonction. Cela limite leur intérêt à des cas simples où le nombre de paramètres est relativement réduit et où le calcul direct est simple (cas d'une solution analytique par exemple).

D'autres algorithmes itératifs peuvent être utilisés pour calculer les incréments  $(\Delta \vec{p})^{(m)}$ , permettant de réduire l'écart entre la simulation et l'expérience. Ils adoptent tous un principe de base commun. Il consiste à approcher l'évolution de la fonction "objectif" par rapport aux paramètres au voisinage du minimum, par une fonction quadratique.

L'algorithme de Newton (également appelé méthode de l'inverse du Hessian ou encore méthode de la série de Taylor), en écrivant que l'évolution de la fonction "objectif" au voisinage du minimum peut être exprimée par un développement en série de Taylor, permet de déduire l'incrément à appliquer au jeu de paramètres par :

$$\Delta \vec{p}^{(m)} = H^{-1} \cdot [-G(\vec{p}^{(m)})] \quad (\text{III.4})$$

où :

- H, est le Hessian (la matrice des secondes dérivées partielles) de la fonction "objectif". Ses termes sont définis par rapport à 2 paramètres  $p_k$  et  $p_l$ , par :

$$H_{kl} = \frac{\partial^2 \chi^2}{\partial p_k \partial p_l} = \sum_{i=1}^N \left( \frac{1}{\sigma_i^2} \left( \frac{\partial O_i}{\partial p_k} \right) \left( \frac{\partial O_i}{\partial p_l} \right) \right) \quad (\text{III.5})$$

- $G = \nabla \chi^2$ , le gradient de la fonction "objectif" ; est défini par rapport à un paramètre  $p_k$ , par :

$$G_k = \frac{\partial \chi^2}{\partial p_k} = -2 \sum_{i=1}^N \left( \frac{1}{\sigma_i^2} \frac{\partial O_i}{\partial p_k} (O_i - O_i^*) \right) \quad (\text{III.6})$$

Signalons que cette méthode suppose que l'on soit assez proche du minimum pour que l'approximation quadratique ait une justification et que la condition (III.2) soit vérifiée. Dans le cas où l'on dispose d'une quantité insuffisante d'information sur les paramètres à optimiser pour pouvoir se placer au voisinage du minimum, une méthode plus performante est celle de la plus grande pente.

L'idée de la méthode de la plus grande pente est de maintenir la variation de la fonction "objectif" aussi proche que possible d'une évolution quadratique. Ceci est réalisé en réduisant le pas d'optimisation par l'introduction d'un coefficient de relaxation ( $c \leq 1$ ). L'incrément à appliquer au jeu de paramètres s'obtient alors par :

$$\Delta \vec{p}^{(m)} = c \cdot [-\nabla \chi^2(\vec{p}^{(m)})] \quad (\text{III.7})$$

Le paramètre de relaxation  $c$ , doit être suffisamment réduit pour que le pas de descente soit adéquat pour permettre de calculer le gradient avec un maximum de précision. Ce paramètre est d'une importance primordiale et sa valeur peut affecter considérablement la progression de l'optimisation.

Dans la plupart des cas, aucune information précise sur les valeurs "réelles" des paramètres à optimiser n'est disponible. Il est donc difficile de juger l'estimation initiale par rapport au minimum et de déterminer *a priori* la méthode à utiliser. La méthode proposée par Levenberg (1944) et modifiée par Marquardt (1963) permet une transition progressive entre la méthode de Newton et celle de la plus grande pente (Press *et al.*, 1992).

La méthode de Levenberg-Marquardt n'est autre qu'une modification de l'algorithme de Newton qui introduit un coefficient de relaxation sous la forme  $(1+\lambda)$ , qui est appliqué à la diagonale de l'inverse du Hessien :

$$\Delta \vec{p}^{(m)} = (\lambda \cdot D + H^{-1}) [-G(\vec{p}^{(m)})] \quad (\text{III.8})$$

où  $D$ , est la matrice identité.

Si  $\lambda$  prend une valeur importante par rapport aux termes du Hessien, la matrice  $(\lambda \cdot D + H^{-1})$  est forcée à être diagonalement dominante et on retrouve la formulation de la plus grande pente (III.7). Par contre, si  $\lambda$  tend vers zéro, l'équation se ramène à celle de la méthode de Newton (III.4). Il s'agit donc de passer progressivement d'une méthode à l'autre en faisant varier la valeur de  $\lambda$  en fonction de l'évolution de la fonction "objectif".

Press *et al.* (1992) recommandent de commencer les itérations avec une valeur de  $\lambda$  assez faible (0,001). La fonction "objectif" est d'abord évaluée avec le jeu initial de paramètres, puis l'équation (III.7) est résolue pour déterminer l'incrément  $(\Delta \vec{p})^{(1)}$ , et la fonction "objectif" est recalculée avec le nouveau jeu de paramètres. Si la fonction "objectif" augmente, le paramètre  $\lambda$  est multiplié par 10 et l'itération continue. Si l'on se rapproche du minimum, le pas d'optimisation est validé et le coefficient  $\lambda$  est divisé par 10 pour initialiser le pas suivant. Le calcul est arrêté si un certain critère d'arrêt est vérifié, le choix de ce critère sera développé ultérieurement (Cf. §III.2.4). Cette méthode est reconnue comme étant assez robuste. En particulier, elle permet de régulariser les problèmes mal posés et convient donc très bien à l'inversion des modèles d'écoulement en milieu non saturé (Lehmann, 1996). La figure III.1 présente un organigramme de l'algorithme de Levenberg-Marquardt.

Une autre possibilité qui peut s'appliquer à l'identification des paramètres des modèles d'écoulement en milieu non saturé, même si elle a été moins utilisée, est la méthode dite de "quasi Newton". Son intérêt principal réside dans le fait qu'elle ne nécessite pas le calcul direct de l'inverse du Hessien. Celui-ci est estimé à partir de la variation du gradient et réajusté pour chaque itération. La variation de la fonction "objectif" est approchée ici aussi par une forme quadratique et

le calcul de l'incrément des paramètres est réalisé par une variante relaxée de la méthode de Newton. La principale difficulté liée à l'emploi de cet algorithme provient du fait qu'il utilise l'information obtenue sur le gradient pour estimer l'inverse du Hessien ce qui le rend très sensible au calcul des dérivées de la fonction "objectif" par rapport aux paramètres à optimiser (Lehmann, 1996). Signalons aussi que la mise en place de cet algorithme est plus complexe que celle de la méthode de Levenberg-Marquardt.

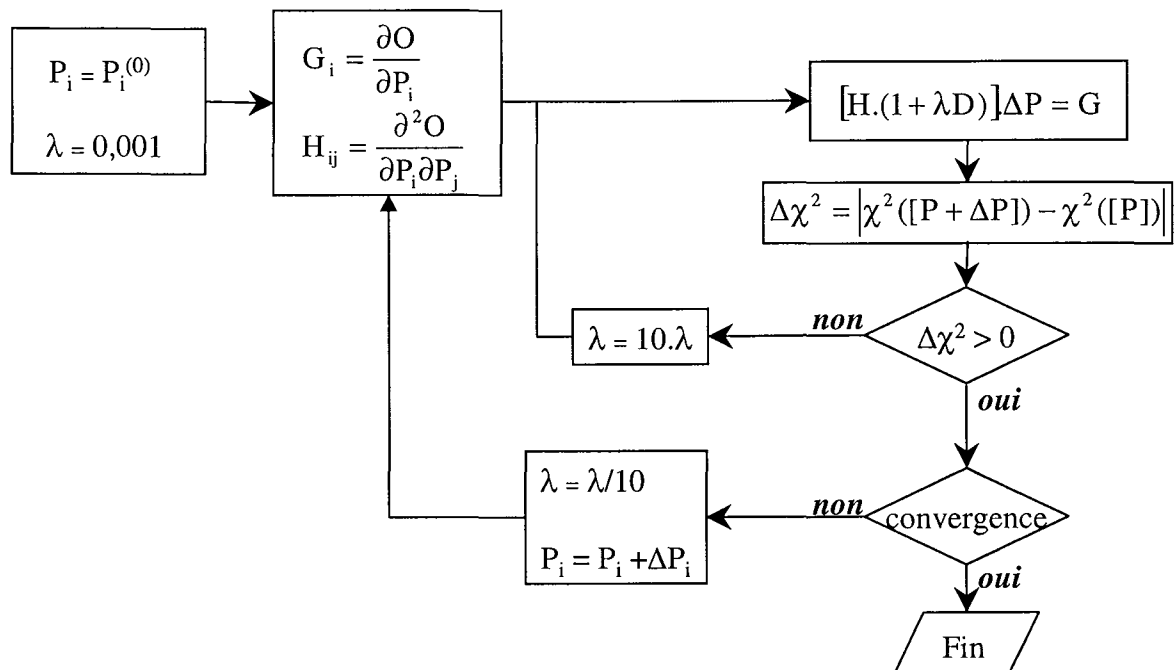


Figure III.1 - Algorithme d'optimisation de Levenberg-Marquardt.

### 2.3. Evaluation du gradient

Avec toutes les méthodes d'optimisation non linéaire, une attention particulière est à accorder à la méthode de calcul du gradient même si comme nous l'avons signalé dans le paragraphe précédent, certaines méthodes y sont plus sensibles que d'autres. Généralement, la manière la plus simple pour calculer numériquement une dérivée est la méthode des différences finies. Elle consiste à perturber le paramètre variable autour de la valeur où l'on désire calculer la dérivée. Si l'intervalle de perturbation est judicieusement choisi, il est possible de linéariser la fonction ce qui permet le calcul de la dérivée (équation III.9).

$$\frac{\partial O(p_k)}{\partial p_k} = \frac{O(p_k + \delta p) - O(p_k - \delta p)}{2 \cdot \delta p} \quad (\text{III.9})$$

où :

- $p_k$ , la valeur du paramètre où l'on souhaite calculer la dérivée ;
- $\delta p$ , est l'intervalle de la perturbation.

La principale difficulté liée à cette méthode concerne le choix de l'intervalle de perturbation,  $\delta p$ . Un intervalle trop réduit peut dans certains cas conduire à une pente nulle si la limite de précision est atteinte. Un intervalle trop large conduit à une pente très éloignée de la dérivée réelle. Cette méthode de calcul du gradient est malgré tout, la plus utilisée avec les méthodes d'optimisation. La valeur  $\delta p$  à adopter dépend bien entendu de la fonction à dériver. Généralement, une étude de la sensibilité des résultats à ce paramètre est nécessaire pour le choisir (Yeh, 1986).

Une manière plus précise pour calculer le gradient consiste à utiliser la méthode des sensibilités. Le principe est de dériver l'équation du modèle ce qui permet moyennant la définition des conditions aux limites pour les variables dérivées, de résoudre cette nouvelle forme dérivée de l'équation par la même méthode que celle que l'on utilise pour résoudre le problème direct. La méthode précise et au coût de calcul comparable à la méthode des différences finies est à réserver au cas où les observations correspondent à la variable d'état que fait intervenir l'équation du modèle. Elle n'est donc pas adaptée à notre modèle DC où l'on résout parallèlement les deux équations d'écoulement dans les deux domaines.

La méthode de l'état adjoint utilisée parfois pour le calcul du gradient de la fonction "*objectif*" est plus coûteuse en temps de calcul si le nombre de paramètres à estimer est supérieur au nombre des observations (Yeh, 1986). En outre, elle ne permet pas le calcul des coefficients de sensibilités qui sont les dérivées partielles des observations par rapport aux paramètres optimisés. Elle convient donc uniquement, si l'on utilise une méthode d'optimisation qui ne nécessite pas le calcul direct du Hessien telle que la méthode de *quasi* Newton ou celle de la plus grande pente (Lehmann, 1996).

Pour nos calculs, nous utiliserons la méthode des différences finies pour le calcul des dérivées. Des tests numériques effectués avec les 3 modèles développés ont permis de choisir un intervalle de perturbation de 1% pour les différents paramètres, la même valeur a été choisie par Zurmühl et Durner (1998).

#### 2.4. Tests d'arrêt de l'optimisation

L'optimisation non linéaire étant menée selon un schéma itératif, plusieurs tests d'arrêt sont nécessaires pour juger en fonction de l'évolution du calcul, s'il est utile de continuer les itérations. Le premier critère à inclure dans le test d'arrêt concerne la valeur de la fonction "*objectif*" (III.10). En effet, si celle-ci devient inférieure à une tolérance admise par l'utilisateur ( $\varepsilon_1$ ), le calcul peut être arrêté.

$$O(p_m) \leq \varepsilon_1 \quad (\text{III.10})$$

Ce critère est rarement vérifié sauf avec des applications théoriques, car il suggère une parfaite adéquation entre les observations et les résultats du modèle. Dans la pratique, l'arrêt du calcul est



décidé en se basant sur l'évolution de la fonction "*objectif*" au cours des itérations plutôt que sur sa valeur. Deux critères d'arrêt supplémentaires sont à introduire.

Le premier (III.11) teste l'évolution de la fonction "*objectif*" au cours de la dernière itération. Dans le cas où elle tend vers zéro, cela suppose que soit on a atteint un minimum, soit le calcul n'évolue plus et il serait inutile de le poursuivre.

$$\frac{O(p_{m-1}) - O(p_m)}{O(p_m)} \leq \varepsilon_2 \quad (\text{III.11})$$

C'est souvent ce critère qui est vérifié en premier dans des applications pratiques. Mais sa vérification peut être obtenue dans des cas difficiles où les observations incluent des bruits importants, même si le minimum n'est pas atteint. En effet, dans de tels cas, un grand nombre d'itérations est nécessaire et l'augmentation du paramètre de relaxation  $\lambda$  peut faire diminuer très faiblement la fonction "*objectif*" loin du minimum (Kool et Parker, 1988).

Le deuxième critère (III.12) sert à vérifier si la norme du gradient de la fonction "*objectif*" tend vers zéro. S'il est vérifié, il indique que l'on est suffisamment proche du minimum.

$$\|\nabla O(p_m)\| \leq \varepsilon_3 \quad (\text{III.12})$$

Si le critère (III.11) est vérifié en premier, il est utile de vérifier si le critère (III.12) l'est également, ce qui indiquerait qu'un minimum a été atteint. Dans le cas contraire, on arrêtera le calcul de toute façon puisque la fonction "*objectif*" ne décroît plus, mais l'on saura que les paramètres obtenus ne sont pas optimaux.

Pour nos calculs, nous prenons en compte ces 3 critères d'arrêt qui viennent s'ajouter à un nombre maximal d'itération imposé pour la méthode de Levenberg-Marquardt pour décider de l'arrêt ou de la poursuite du calcul. Les erreurs admissibles pour ces 3 tests sont prises égales à  $10^{-6}$  et le nombre maximal d'itération égal à 50.

Il faut insister sur le fait que la vérification de l'un des critères d'arrêt n'est pas forcément un indicateur de convergence vers "la" solution. Elle n'exclut pas les vérifications de l'unicité et de la stabilité de cette dernière.

## 2.5. Contraintes sur les paramètres

Au cours du calcul, il est nécessaire de veiller à ce que les valeurs des paramètres optimisés restent dans des intervalles qui leur conservent un sens physique. Or les méthodes d'optimisation non linéaires n'intègrent pas directement des contraintes sur les paramètres. Le seul moyen est d'imposer une borne inférieure et une borne supérieure à chacun des paramètres. Si l'une de ces bornes est dépassée, le paramètre en question peut être, soit bloqué à la borne, soit renvoyé de

manière aléatoire au milieu de l'intervalle des valeurs admissibles. Mais cette deuxième possibilité est à éviter puisqu'elle perturbe l'optimisation ce qui conduit à ralentir et même à empêcher la convergence. Il est donc recommandé de maintenir la valeur du paramètre à sa borne et de vérifier son évolution au cours des itérations suivantes. S'il n'est pas renvoyé dans l'intervalle des valeurs admissibles, aucune solution ne saurait être trouvée. Cela peut indiquer que : soit les bornes choisies ne sont pas réalistes ; soit le problème inverse est mal posé à cause de l'insuffisance des données, de la présence de bruit important dans les observations, ou de l'inadéquation du modèle direct.

### 3. APPLICATION AU MODELE DU MILIEU HOMOGENE

Les simulations d'essais réalisés avec le modèle MH dans le chapitre précédent n'ont pas permis de reproduire les courbes expérimentales de l'évolution de la pression capillaire dans la colonne de sol. Le seul paramètre que l'on a alors pu faire varier était la conductivité hydraulique saturée,  $k_s$ . Or on sait que les paramètres de forme des courbes de rétention de l'humidité et de conductivité hydraulique sont tout aussi difficiles à estimer surtout lorsque le nombre de points de mesures sur la courbe de rétention expérimentale est réduit. Nous nous proposons dans ce paragraphe, de développer une procédure inverse pour l'estimation des différents paramètres qui caractérisent les propriétés hydrodynamiques d'une colonne de sol homogène.

#### 3.1. Application à un exemple théorique

Afin de définir les paramètres estimables à partir des mesures tensiométriques de pression capillaires, nous testons ici la procédure inverse développée sur un cas théorique dont on connaît les paramètres réels. La colonne étudiée est formée d'une couche homogène de sol de 30 cm d'épaisseur initialement à une teneur en eau volumique de 25 % et soumise à la pression atmosphérique à sa surface. Les paramètres de Van Genuchten – Mualem du sol sont résumés dans le tableau III.1. Les données qui serviront à l'estimation ont été générées avec le modèle MH à 15 cm de profondeur.

$k_s$ [m/s]	$\theta_r$ [%]	$\theta_s$ [%]	$n$	$m$	$\alpha$ [1/cm]
$8,00 \cdot 10^{-9}$	0	40	1,33	0,25	0,005

**Tableau III.1 - Paramètres de Van Genuchten & Mualem pour le cas théorique de test (Modèle MH).**

##### 3.1.1. Faisabilité de l'estimation

Il s'agit ici d'identifier les paramètres du modèle susceptible d'être identifiés à travers la génération des surfaces de réponse du modèle. Nous limiterons l'étude aux 3 paramètres que sont la conductivité hydraulique saturée,  $k_s$  et les paramètres de forme de Van Genuchten – Mualem,  $\alpha$  et

m. Nous estimons qu'en effet, la détermination au laboratoire des teneurs en eau saturée et résiduelle ne pose pas de problème particulier.

Considérant les paramètres deux à deux, 20 valeurs régulièrement espacées ont été générées pour chacun d'entre eux dans des intervalles de  $\pm 20\%$  autour de la valeur réelle. Pour chaque couple de paramètres ainsi formé (il y en a eu donc 400 pour chaque surface de réponse), un calcul direct a été effectué et la fonction "objectif" mesurant l'écart par rapport aux données générées avec les valeurs réelles a été évaluée. En interpolant par krigeage les valeurs manquantes, les isovaleurs de la fonction "objectif" ont été tracées en fonction des paramètres réduits par rapport à la valeur réelle. Elles permettent de vérifier l'existence d'un minimum et d'apprécier la sensibilité de la fonction "objectif" para rapport à chacun des paramètres (Cf. §I.6.3.4).

Les figures III.2 à III.5 représentent les surfaces de réponse obtenues respectivement dans les plans  $(\alpha, m)$ ,  $(\alpha, k_s)$  et  $(m, k_s)$ . Un minimum unique (dans cet intervalle de  $\pm 20\%$ ) est identifié dans les 3 plans et correspond bien aux valeurs réelles des paramètres. Il semble donc possible d'estimer simultanément la conductivité hydraulique saturée et les paramètres de forme de Van Genuchten – Mualem, pour une couche à partir des mesures de pression capillaire en fonction du temps à une profondeur donnée.

Par ailleurs, ces surfaces montrent une variabilité de la sensibilité du modèle à la variation de chacun de ces paramètres. En l'occurrence, la réponse du modèle paraît nettement plus sensible à  $m$  qu'à  $\alpha$  et plus encore qu'à  $k_s$ . Normalement, plus le modèle est sensible à un paramètre, plus précise sera son estimation (Simunek et Van Genuchten, 1996). L'estimation de la conductivité hydraulique saturée serait par conséquent moins précise. Cette constatation n'est pas surprenante dans la mesure où ce dernier paramètre est celui qui présente la plus grande variabilité en pratique. En général, il est utile d'identifier  $\text{Log}(k_s)$  afin d'augmenter la précision.

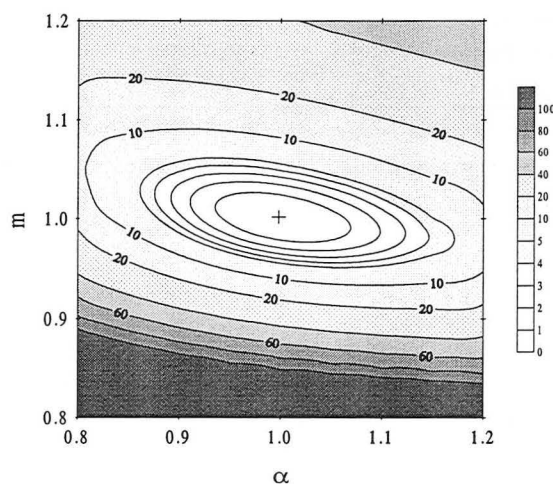


Figure III.2 - Surface de réponse du modèle MH dans le plan  $(\alpha, m)$

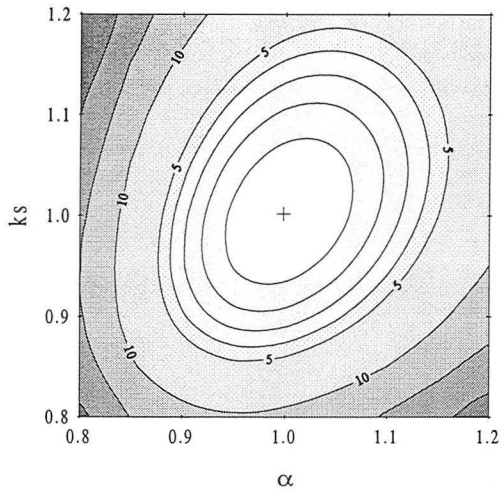


Figure III.3 - Surface de réponse du modèle MH dans le plan  $(\alpha, k_s)$

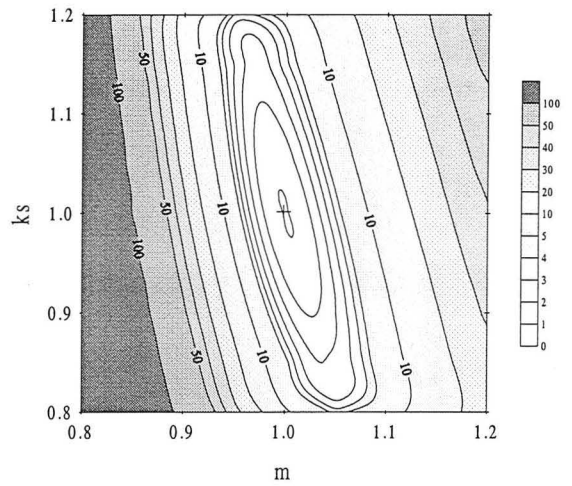


Figure III.4 - Surface de réponse du modèle MH dans le plan  $(m, k_s)$

3.1.2. Résultats de l'estimation

Afin de confirmer l'unicité de la solution, 3 calculs ont été effectués avec des jeux de paramètres initiaux différents. Par ailleurs, de légères perturbations de  $\pm 1\%$  ont été appliquées aux données générées par le modèle MH pour tester la stabilité de la solution. A chaque fois, les paramètres réels ont pu être estimés correctement avec un nombre relativement réduit de pas d'optimisation (7 à 8) et l'erreur sur les valeurs estimées n'a pas dépassé 0,01%. Le tableau III.2 résume les valeurs initiales et finales de  $\alpha$ ,  $m$  et  $k_s$  pour les calculs réalisés et la figure III.5 montre les simulations réalisées avec ces valeurs de paramètres.

Paramètre [unité]	Valeurs initiales	Valeur max.	Valeur min.	Valeurs estimées	Valeur "réelle"
$\alpha$ [1/cm]	$7,50 \cdot 10^{-4}$	$1,00 \cdot 10^{-1}$	$1,00 \cdot 10^{-4}$	$4,99 \cdot 10^{-3}$	$5,00 \cdot 10^{-3}$
	$1,00 \cdot 10^{-3}$			$4,99 \cdot 10^{-3}$	
	$1,25 \cdot 10^{-3}$			$4,99 \cdot 10^{-3}$	
$m$ [-]	$3,00 \cdot 10^{-1}$	$9,00 \cdot 10^{-1}$	$1,00 \cdot 10^{-2}$	$2,50 \cdot 10^{-1}$	$2,50 \cdot 10^{-1}$
	$4,00 \cdot 10^{-1}$			$2,50 \cdot 10^{-1}$	
	$5,00 \cdot 10^{-1}$			$2,50 \cdot 10^{-1}$	
$k_s$ [m/s]	$1,00 \cdot 10^{-10}$	$1,00 \cdot 10^{-2}$	$1,00 \cdot 10^{-20}$	$7,99 \cdot 10^{-9}$	$8,00 \cdot 10^{-9}$
	$1,00 \cdot 10^{-9}$			$7,99 \cdot 10^{-9}$	
	$1,00 \cdot 10^{-8}$			$7,99 \cdot 10^{-9}$	

Tableau III.2 - Résultats des optimisations avec les différents jeux de paramètres initiaux (modèle MH, exemple théorique de test).

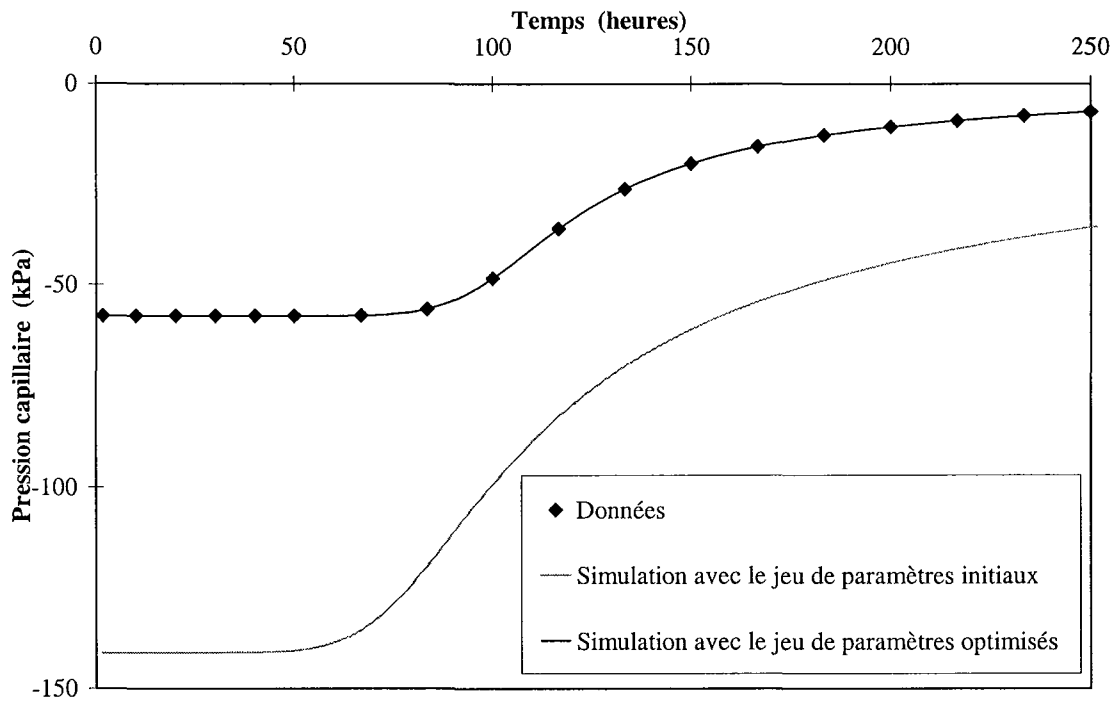


Figure III.5 - Résultats de l'optimisation sur l'évolution de la pression capillaire à 15 cm de profondeur (modèle MH, exemple théorique de test).

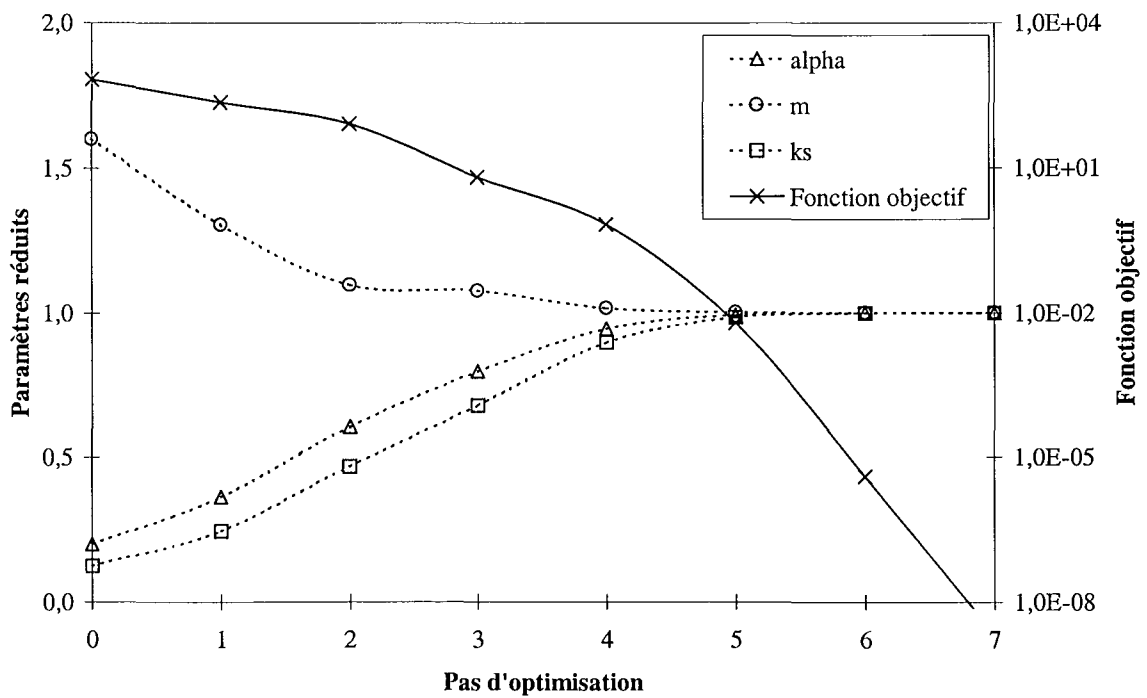


Figure III.6 - Evolution des paramètres optimisés et de la fonction "objectif" au cours du calcul (modèle MH, exemple théorique de test).

L'évolution de la fonction "*objectif*" et des paramètres réduits par rapport à leurs valeurs réelles, est représentée sur la figure III.6 pour ce même calcul. Elle montre des évolutions assez rapides et monotones caractéristiques d'un cas théorique où les données ne comprennent aucun bruit d'erreur, ce qui conduit à une fonction "*objectif*" finale très proche de zéro ( $5,0 \cdot 10^{-9}$  pour ce calcul). Ces résultats confirment donc la faisabilité de l'estimation simultanée de  $\alpha$ ,  $m$  et  $k_s$  pour une couche de sol homogène, à partir de l'évolution de la pression capillaire à une profondeur donnée.

### 3.3. Application aux essais de laboratoire

La procédure inverse développée a été appliquée aux essais d'infiltration au laboratoire de Amraoui (1996) décrits dans le chapitre II. Nous présentons ici les résultats obtenus pour l'essai E1, ceux des essais E2 et E3 sont rassemblés dans l'annexe II.

Un premier calcul a été réalisé avec une colonne homogène d'une seule couche. Les paramètres initiaux intermédiaires sont ceux déterminés par lissage de la courbe de rétention expérimentale (Cf. §II.2.4.2) auxquels nous avons appliqué une variation de  $\pm 25\%$  pour vérifier l'unicité de la solution. Le tableau III.3 donne les résultats de l'estimation pour les différents calculs réalisés.

Paramètre [unité]	Valeurs initiales	Valeur max.	Valeur min.	Valeurs finales
$\alpha$ [1/cm]	$3,40 \cdot 10^{-3}$	$1,00 \cdot 10^{-1}$	$1,00 \cdot 10^{-4}$	$4,09 \cdot 10^{-3}$
	$4,50 \cdot 10^{-3}$			$4,11 \cdot 10^{-3}$
	$5,30 \cdot 10^{-3}$			$4,11 \cdot 10^{-3}$
$m$ [-]	$1,73 \cdot 10^{-1}$	$9,00 \cdot 10^{-1}$	$1,00 \cdot 10^{-2}$	$2,64 \cdot 10^{-1}$
	$2,31 \cdot 10^{-1}$			$2,64 \cdot 10^{-1}$
	$2,89 \cdot 10^{-1}$			$2,64 \cdot 10^{-1}$
$k_s$ [m/s]	$4,50 \cdot 10^{-9}$	$1,00 \cdot 10^{-2}$	$1,00 \cdot 10^{-20}$	$9,06 \cdot 10^{-9}$
	$6,50 \cdot 10^{-9}$			$9,10 \cdot 10^{-9}$
	$8,50 \cdot 10^{-9}$			$9,11 \cdot 10^{-9}$

**Tableau III.3 - Résultats des optimisations avec les différents jeux de paramètres initiaux (modèle MH unicouche, essai E1).**

Un deuxième calcul sur une colonne à 6 couches a été effectué avec les mêmes valeurs initiales des paramètres. Toutefois, l'estimation des paramètres des 6 couches a conduit à une matrice singulière dès le premier pas d'optimisation. L'explication se trouve dans le fait que nous ne disposons pas de tensiomètres dans toutes les couches. En effet, aucune mesure n'a été réalisée dans les 2 couches inférieures de la colonne (entre 20 et 30 cm de profondeur). Cela se traduit par une *quasi* indépendance de la fonction "*objectif*" vis-à-vis des paramètres de ces 2 couches et aboutit à des coefficients de sensibilité nuls pour ces paramètres.

Pour résoudre ce problème de manque de données, nous avons été contraints à estimer les paramètres dans les 4 couches où nous disposons de données et les paramètres des 2 couches inférieures ont été considérés égaux à ceux de la couche 4. Cela a permis de résoudre le problème de l'identifiabilité et l'optimisation a pu être conduite à son terme.

De la même façon que pour le cas unicouche, l'unicité de la solution a été vérifiée. Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau III.4. L'évolution de la fonction "objectif" pour la colonne unicouche et multicouche est représentée sur la figure III.7. Les figures III.8 à III.12 comparent les simulations de la réponse des différents tensiomètres en utilisant les paramètres initiaux et finaux obtenus pour la colonne unicouche et multicouche avec les mesures expérimentales.

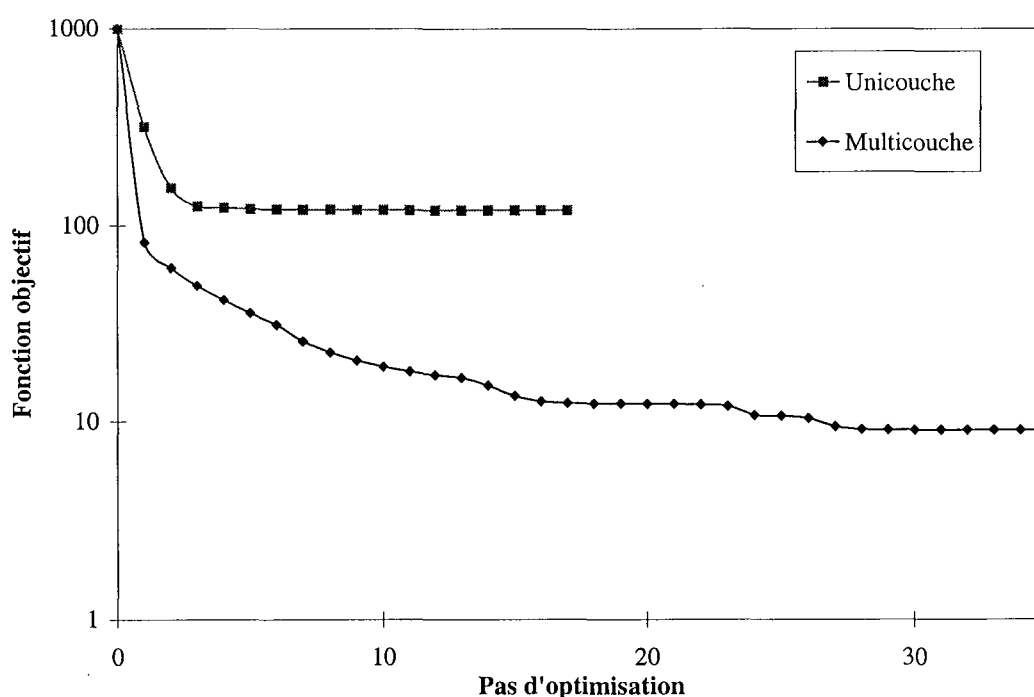


Figure III.7 - Evolution de la fonction "objectif" au cours du calcul (modèle MH, essai E1).

Les résultats de l'optimisation avec la colonne unicouche sont assez médiocres et la fonction "objectif" finale reste assez élevée. Notons par ailleurs que les valeurs des paramètres de forme :  $\alpha$  et  $m$ , initiaux et finaux obtenus gardent le même ordre de grandeur que les valeurs déterminées expérimentalement. Seule la conductivité hydraulique saturée est modifiée substantiellement par l'optimisation (+ 40%). Ceci n'a rien d'étonnant étant donné que la méthode qui a permis l'estimation de la conductivité hydraulique à partir des essais, n'est autre qu'une méthode inverse simplifiée.

La configuration multicouche du modèle MH permet quant à elle, une très bonne reproduction de la réponse des tensiomètres, si l'on tient compte de l'erreur sur la mesure de la pression capillaire. Il faut constater toutefois que les paramètres estimés varient dans une large gamme de valeurs d'une

couche à l'autre, c'est le cas notamment pour  $k_s$  et  $m$ . Si l'on se réfère aux valeurs des différents paramètres fournies par Carsel et Parrish (1988) pour un limon naturel (Cf. §I.2.4.4), il est possible de faire les constatations suivantes :

Couche	Paramètre [unité]	Valeurs initiales	Valeur max.	Valeur min.	Valeurs finales
1	$\alpha$ [1/cm]	$3,40 \cdot 10^{-3}$	$1,00 \cdot 10^{-1}$	$1,00 \cdot 10^{-4}$	$5,91 \cdot 10^{-3}$
		$4,50 \cdot 10^{-3}$			$5,93 \cdot 10^{-3}$
		$5,30 \cdot 10^{-3}$			$5,93 \cdot 10^{-3}$
	$m$ [-]	$1,73 \cdot 10^{-1}$	$9,00 \cdot 10^{-1}$	$1,00 \cdot 10^{-2}$	$1,54 \cdot 10^{-1}$
		$2,31 \cdot 10^{-1}$			$1,54 \cdot 10^{-1}$
		$2,89 \cdot 10^{-1}$			$1,54 \cdot 10^{-1}$
	$k_s$ [m/s]	$4,50 \cdot 10^{-9}$	$1,00 \cdot 10^{-2}$	$1,00 \cdot 10^{-20}$	$5,66 \cdot 10^{-9}$
		$6,50 \cdot 10^{-9}$			$5,66 \cdot 10^{-9}$
		$8,50 \cdot 10^{-9}$			$5,67 \cdot 10^{-9}$
2	$\alpha$ [1/cm]	$3,40 \cdot 10^{-3}$	$1,00 \cdot 10^{-1}$	$1,00 \cdot 10^{-4}$	$7,26 \cdot 10^{-3}$
		$4,50 \cdot 10^{-3}$			$7,26 \cdot 10^{-3}$
		$5,30 \cdot 10^{-3}$			$7,26 \cdot 10^{-3}$
	$m$ [-]	$1,73 \cdot 10^{-1}$	$9,00 \cdot 10^{-1}$	$1,00 \cdot 10^{-2}$	$4,90 \cdot 10^{-1}$
		$2,31 \cdot 10^{-1}$			$4,91 \cdot 10^{-1}$
		$2,89 \cdot 10^{-1}$			$4,91 \cdot 10^{-1}$
	$k_s$ [m/s]	$4,50 \cdot 10^{-9}$	$1,00 \cdot 10^{-2}$	$1,00 \cdot 10^{-20}$	$6,34 \cdot 10^{-3}$
		$6,50 \cdot 10^{-9}$			$6,34 \cdot 10^{-3}$
		$8,50 \cdot 10^{-9}$			$6,32 \cdot 10^{-3}$
3	$\alpha$ [1/cm]	$3,40 \cdot 10^{-3}$	$1,00 \cdot 10^{-1}$	$1,00 \cdot 10^{-4}$	$7,34 \cdot 10^{-3}$
		$4,50 \cdot 10^{-3}$			$7,34 \cdot 10^{-3}$
		$5,30 \cdot 10^{-3}$			$7,34 \cdot 10^{-3}$
	$m$ [-]	$1,73 \cdot 10^{-1}$	$9,00 \cdot 10^{-1}$	$1,00 \cdot 10^{-2}$	$4,2710^{-1}$
		$2,31 \cdot 10^{-1}$			$4,2710^{-1}$
		$2,89 \cdot 10^{-1}$			$4,2710^{-1}$
	$k_s$ [m/s]	$4,50 \cdot 10^{-9}$	$1,00 \cdot 10^{-2}$	$1,00 \cdot 10^{-20}$	$9,54 \cdot 10^{-9}$
		$6,50 \cdot 10^{-9}$			$9,54 \cdot 10^{-9}$
		$8,50 \cdot 10^{-9}$			$9,55 \cdot 10^{-9}$
4	$\alpha$ [1/cm]	$3,40 \cdot 10^{-3}$	$1,00 \cdot 10^{-1}$	$1,00 \cdot 10^{-4}$	$4,45 \cdot 10^{-3}$
		$4,50 \cdot 10^{-3}$			$4,45 \cdot 10^{-3}$
		$5,30 \cdot 10^{-3}$			$4,45 \cdot 10^{-3}$
	$m$ [-]	$1,73 \cdot 10^{-1}$	$9,00 \cdot 10^{-1}$	$1,00 \cdot 10^{-2}$	$4,97 \cdot 10^{-1}$
		$2,31 \cdot 10^{-1}$			$4,98 \cdot 10^{-1}$
		$2,89 \cdot 10^{-1}$			$4,98 \cdot 10^{-1}$
	$k_s$ [m/s]	$4,50 \cdot 10^{-9}$	$1,00 \cdot 10^{-2}$	$1,00 \cdot 10^{-20}$	$6,58 \cdot 10^{-9}$
		$6,50 \cdot 10^{-9}$			$6,58 \cdot 10^{-9}$
		$8,50 \cdot 10^{-9}$			$6,57 \cdot 10^{-9}$

**Tableau III.4 - Résultats des optimisations avec les différents jeux de paramètres initiaux (modèle MH multicouche, essai E1).**



- ◆  $k_s$  prend des valeurs inférieures aux valeurs de référence de Carsel et Parrish (1988) (variant de  $5$  à  $9 \cdot 10^{-9}$  m/s contre  $7 \cdot 10^{-7}$  m/s) sauf dans la couche 2 où elle passe à une valeur excessivement élevée ( $6 \cdot 10^{-3}$  m/s) ;
- ◆  $m$  prend une valeur inférieure aux valeurs de référence (0,15 contre 0,25) dans la couche 1 et des valeurs plus élevées (0,4 à 0,5 contre 0,25) dans les autres couches ;
- ◆  $\alpha$  prend des valeurs inférieures aux valeurs de référence ( $4$  à  $7 \cdot 10^{-3}$  1/s contre  $1 \cdot 10^{-2}$  1/s).

Selon Van Genuchten (1980),  $\alpha$  est à interpréter comme l'inverse de la pression d'entrée d'air. Plus la dimension des pores est réduite, plus élevée sera la pression d'entrée d'air et plus faible sera  $\alpha$ . Corey (1994) cité par Tinjum *et al.* (1997), a défini un indice de distribution dimensionnelle des pores qu'il a directement relié au paramètre  $n$  de Van Genuchten, et si l'on tient compte de la restriction  $m = 1-1/n$ , à  $m$ . Plus la gamme de rayons de pores d'un sol sera large, plus élevé sera le paramètre  $m$ .

Les variations des paramètres de Van Genuchten d'une couche à l'autre sont à relier à la variation de l'effort de compactage reçu par chacune d'entre elles. En effet, comme l'ont démontré expérimentalement Tinjum *et al.* (1997), sous l'effet du compactage, la réduction de la dimension des pores se traduit par une pression d'entrée d'air plus élevée ( $\alpha$  plus faible), une augmentation de la pente de la courbe de rétention ( $m$  plus élevé) et une réduction de la perméabilité ( $k_s$  plus faible).

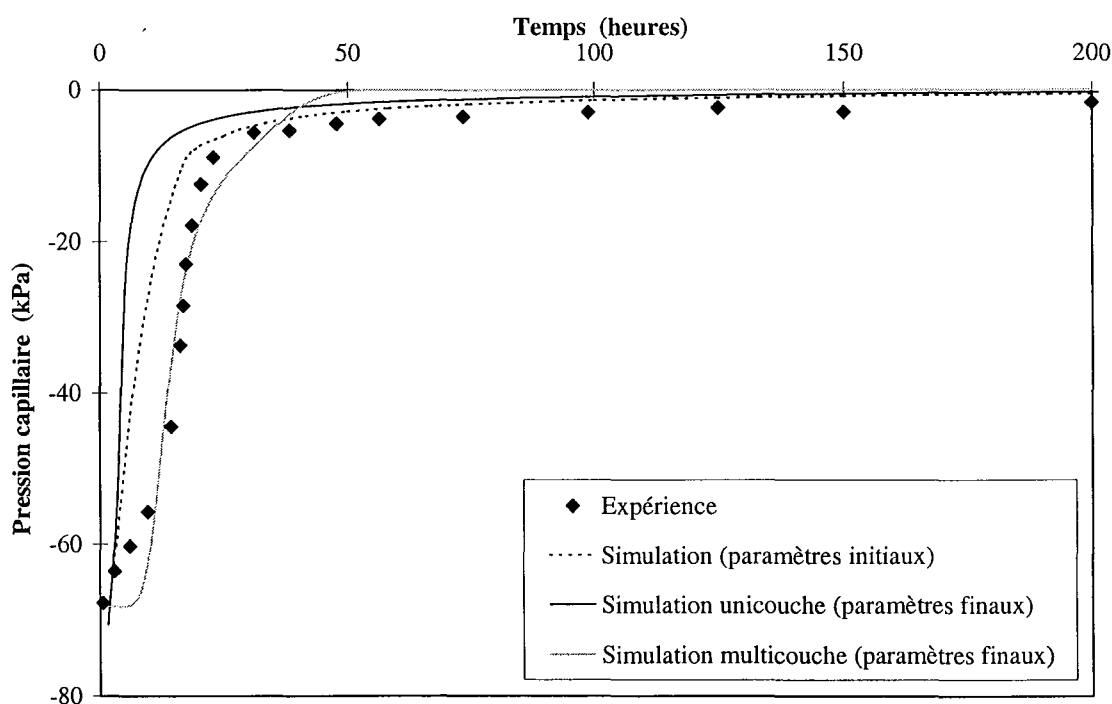


Figure III.8 - Résultats de l'optimisation sur l'évolution de la pression capillaire à 3,4 cm de profondeur (modèle MH, essai E1).

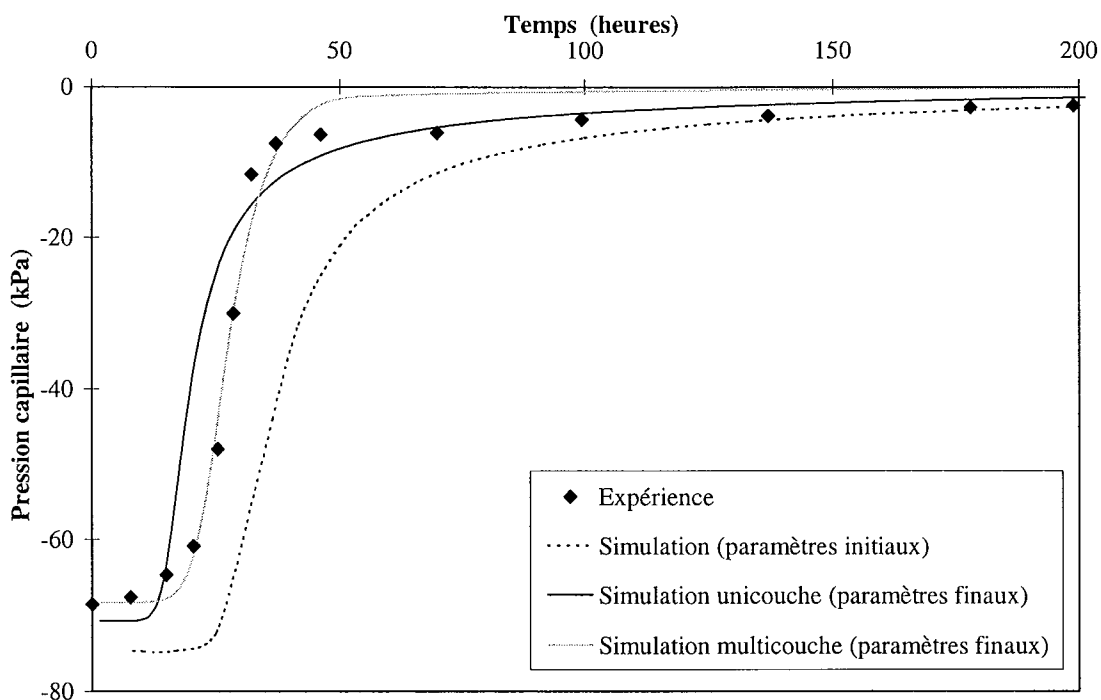


Figure III.9 - Résultats de l'optimisation sur l'évolution de la pression capillaire à 7,3 cm de profondeur (modèle MH, essai E1).

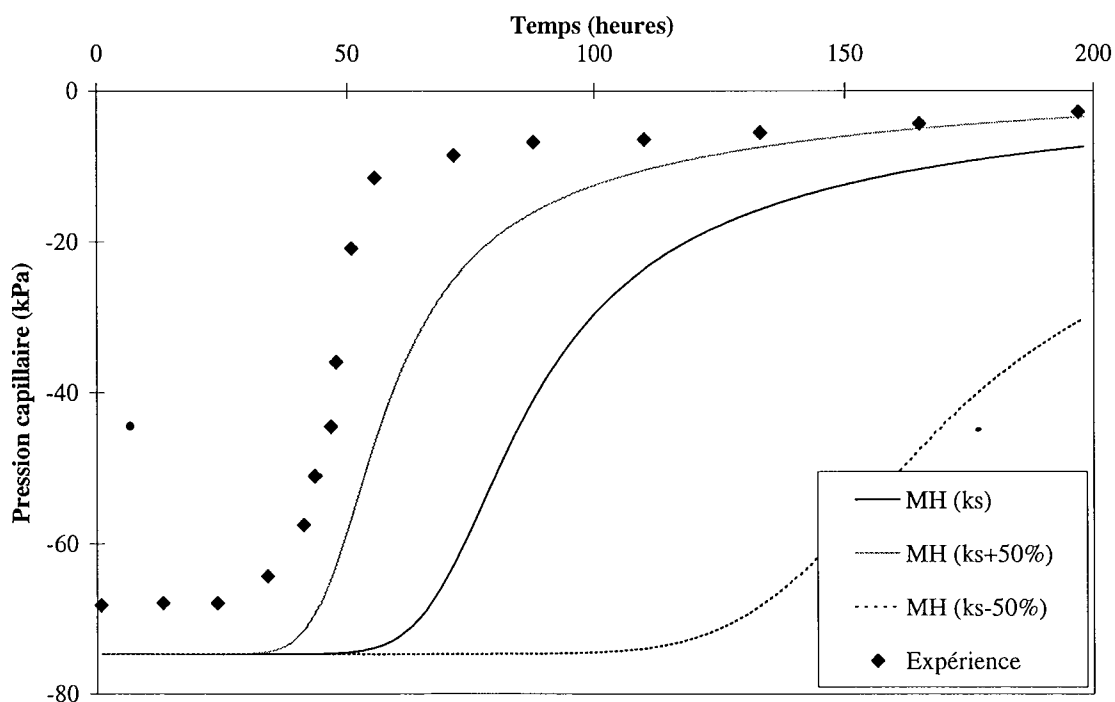


Figure III.10 - Résultats de l'optimisation sur l'évolution de la pression capillaire à 11,2 cm de profondeur (modèle MH, essai E1).

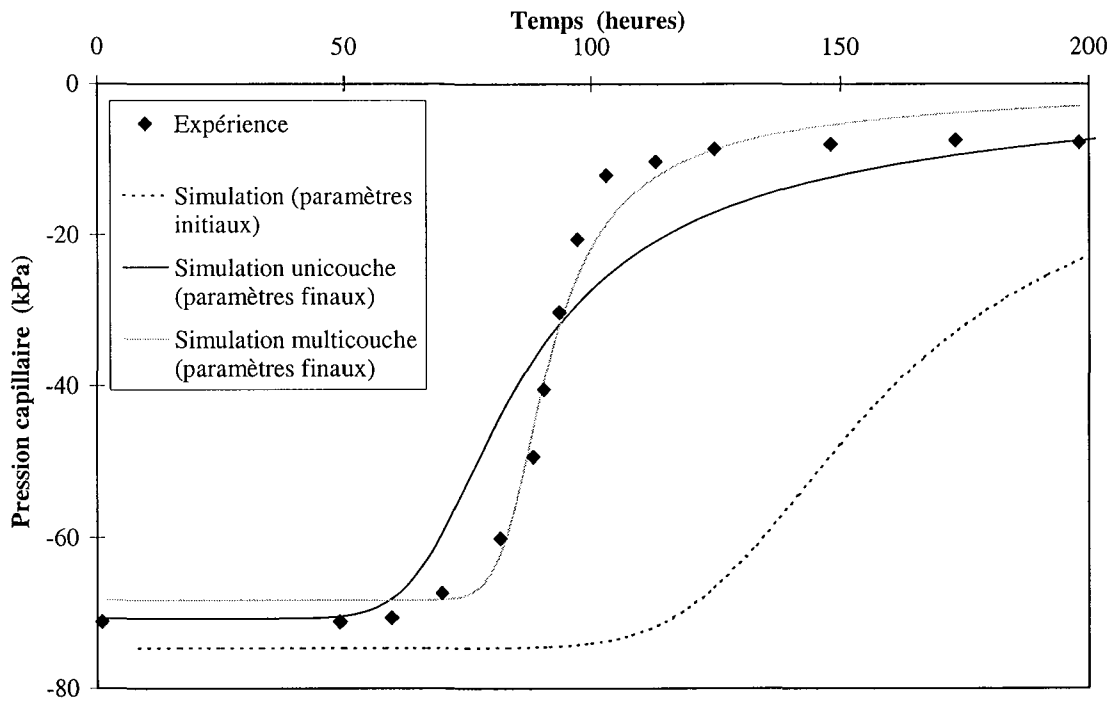


Figure III.11 - Résultats de l'optimisation sur l'évolution de la pression capillaire à 15,1 cm de profondeur (modèle MH, essai E1).

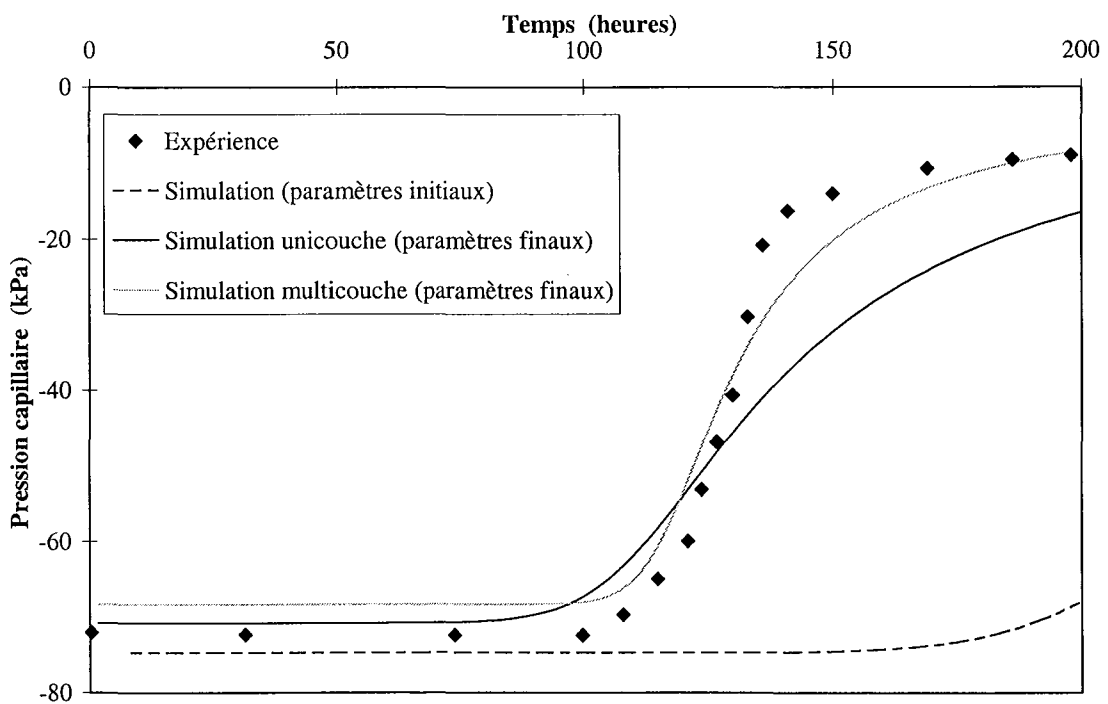


Figure III.12 - Résultats de l'optimisation sur l'évolution de la pression capillaire à 19,2 cm de profondeur (modèle MH, essai E1).

Ces effets peuvent expliquer les valeurs des paramètres estimés dans les couches inférieures de la colonne qui reçoivent logiquement un effort de compactage plus important. En revanche, dans les 2 couches supérieures où l'effort de compactage est moins important, il semble que le processus de l'infiltration soit différent et le modèle homogène échoue à le reproduire ce qui conduit à des estimations peu réalistes ( $k_s$  dans la couche 2) où très éloignées des valeurs obtenues pour le reste de la colonne ( $m$  dans la couche 1).

### 3.4. Conclusion

La procédure d'identification des paramètres du modèle MH a permis d'estimer simultanément la conductivité hydraulique saturée et les paramètres de forme de Van Genuchten – Mualem à partir des mesures de pressions capillaires à différentes profondeurs.

La première estimation réalisée sur une colonne unicouche a abouti à des paramètres relativement proches de ceux déterminés par l'analyse des profils expérimentaux de succion. Toutefois, les simulations effectuées avec ces paramètres restent assez éloignées de l'expérience.

Une deuxième estimation réalisée avec la configuration multicouche du modèle MH a permis d'obtenir un excellent accord des simulations avec l'expérience mais a produit des paramètres peu réalistes dans la partie supérieure de la colonne.

Dans le paragraphe suivant, la même procédure d'identification des paramètres sera testée avec le modèle DC.

## 4. APPLICATION AU MODELE A DOUBLE CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE

Les simulations réalisées dans le chapitre II avec le modèle à double conductivité hydraulique (DC) ont fourni une assez bonne reproduction des résultats expérimentaux de Amraoui (1996). Nous avons toutefois rencontré une difficulté majeure pour estimer les paramètres de la macroporosité :  $R_k$  et  $\delta$ . Nous nous proposons donc ici de tester la faisabilité d'une estimation des paramètres de ce modèle par la procédure inverse.

### 4.1. Application à un exemple théorique

Comme pour le modèle MH, nous étudierons la faisabilité de l'estimation des paramètres du modèle DC à partir des mesures de pression capillaire à différentes profondeurs sur un exemple théorique. Les paramètres du modèle sont résumés dans le tableau III.5. La colonne étudiée est considérée homogène, initialement à une teneur en eau volumique de 30% et soumise à une charge hydraulique nulle à sa surface. Les données qui serviront à l'estimation ont été générées avec le modèle DC à 5, 15 et 25 cm de profondeur.

$k_s$ [m/s]	$\theta_r$ [%]	$\theta_s$ [%]	n	m	$\alpha$ [1/cm]	$R_k$	$\delta$ [ $\mu\text{m}$ ]
$8,00 \cdot 10^{-9}$	0	40	1,33	0,25	0,005	5	100

Tableau III.5 - Paramètres du modèle DC pour le cas théorique de test (Modèle DC, colonne unicouche).

4.1.1. Faisabilité de l'estimation

Les surfaces de réponse du modèle DC par rapport à ses différents paramètres considérés 2 à 2 ont été tracées de la même façon que cela a été fait pour le modèle MH. Les paramètres considérés ne comprennent pas les teneurs en eau résiduelle et saturée que nous supposons connues. Les figures III.13 à III.22 représentent ces surfaces respectivement dans les plans  $(\alpha, m)$ ,  $(\alpha, k_s)$ ,  $(\alpha, R_k)$ ,  $(\alpha, \delta)$ ,  $(m, k_s)$ ,  $(m, R_k)$ ,  $(m, \delta)$ ,  $(k_s, R_k)$ ,  $(k_s, \delta)$  et  $(R_k, \delta)$ .

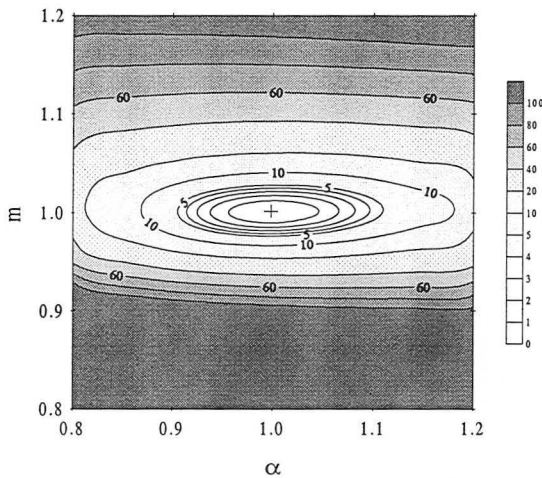


Figure III.13 - Surface de réponse du modèle DC dans le plan  $(\alpha, m)$ .

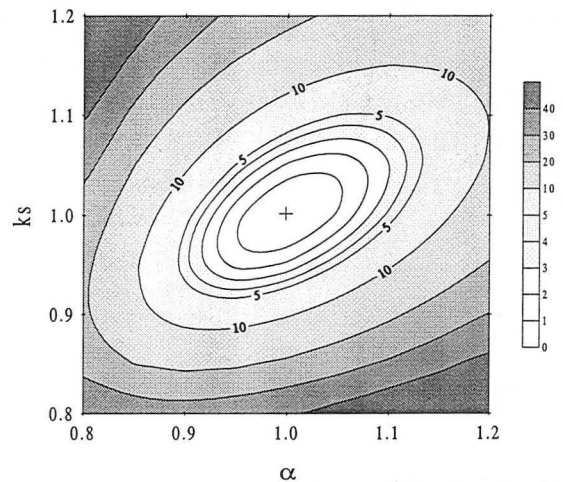


Figure III.14 - Surface de réponse du modèle DC dans le plan  $(\alpha, k_s)$ .

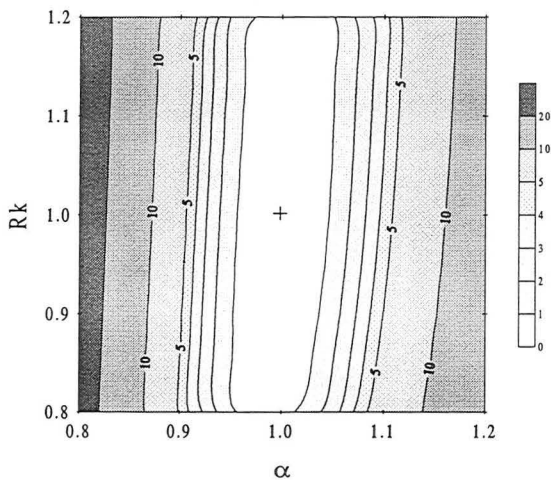


Figure III.15 - Surface de réponse du modèle DC dans le plan  $(\alpha, R_k)$ .

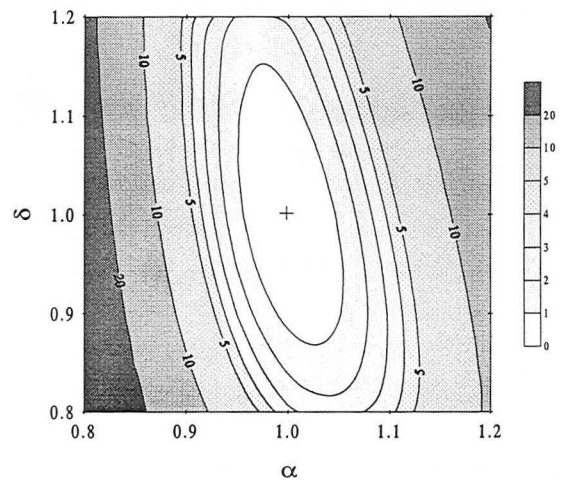


Figure III.16 - Surface de réponse du modèle DC dans le plan  $(\alpha, \delta)$ .

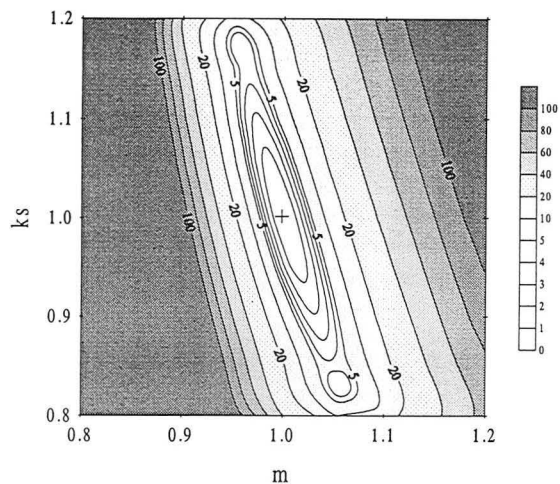


Figure III.17 - Surface de réponse du modèle DC dans le plan  $(m, k_s)$ .

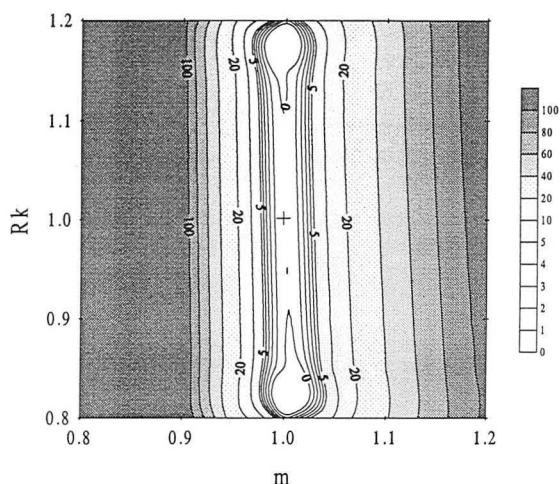


Figure III.18 - Surface de réponse du modèle DC dans le plan  $(m, R_k)$ .

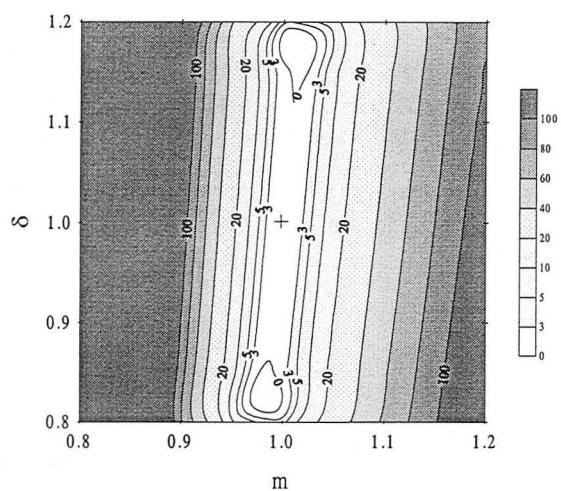


Figure III.19 - Surface de réponse du modèle DC dans le plan  $(m, \delta)$ .

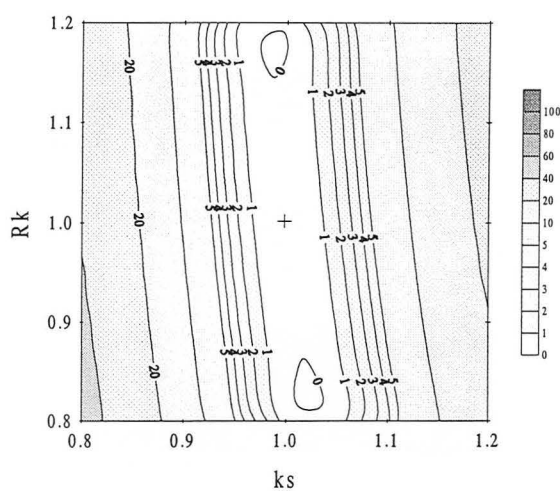


Figure III.20 - Surface de réponse du modèle DC dans le plan  $(k_s, R_k)$ .

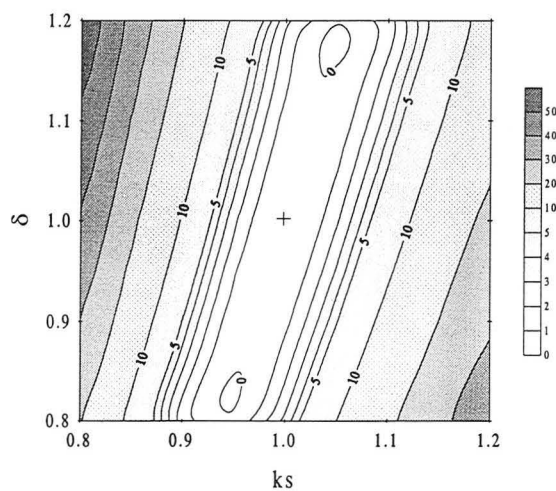


Figure III.21 - Surface de réponse du modèle DC dans le plan  $(k_s, \delta)$ .

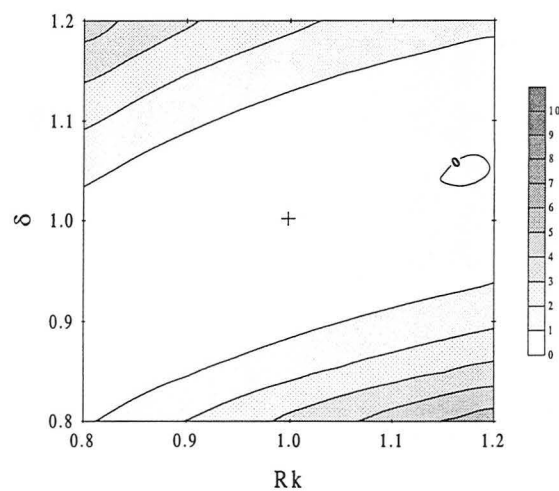


Figure III.22 - Surface de réponse du modèle DC dans le plan  $(R_k, \delta)$ .

A l'examen de ces surfaces de réponses, nous pouvons formuler les observations suivantes :

- ◆ les isovalues de la fonction “*objectif*” dans les plans  $(\alpha, m)$  et  $(\alpha, k_s)$  et  $(m, k_s)$  présentent des formes plus allongées que celle obtenues avec le modèle MH, ce qui indique une plus faible sensibilité du modèle à ces paramètres ; par ailleurs, elles laissent apparaître un minimum local différent du minimum global dans le plan  $(m, k_s)$  ;
- ◆ il paraît impossible d'estimer simultanément les paramètres de la macroporosité en même temps que  $\alpha$ ,  $m$  ou  $k_s$  ; en effet, les deux groupes de paramètres se sont avérés présenter des corrélations très fortes qui s'expliquent par le fait que les paramètres de Van Genuchten – Mualem déterminent en même temps l'avancement du front humide dans les deux domaines et influent donc indirectement sur l'effet de  $R_k$  et de  $\delta$  ;
- ◆ si l'on considère uniquement les paramètres  $R_k$  et  $\delta$ , là aussi une forte corrélation apparaît, ce qui explique les difficultés rencontrées pour leur estimation dans le chapitre II ; le modèle DC présente des sensibilités à ces 2 paramètres nettement plus faibles par comparaison à  $\alpha$ ,  $m$  et  $k_s$ .

Il est donc clair, au moins avec les données dont nous disposons, que l'estimation devra se limiter à l'un des deux paramètres de la macroporosité, l'autre devant être préalablement fixé. Par ailleurs, la faible sensibilité du modèle à ces 2 paramètres indique que l'estimation risque de se faire avec une erreur assez importante. Nous testerons une telle estimation avec un modèle multicouche dans le paragraphe suivant.

#### 4.1.2. Résultats de l'estimation

Etant donné que les résultats de l'étude de faisabilité nous limitent à l'estimation d'un seul paramètre par couche de sol, nous nous proposons ici de tester l'estimation de  $R_k$  dans une colonne à 3 couches où  $\delta$  est supposée connue. Le tableau III.5 résume les paramètres “réels” qui ont été utilisés pour générer l'évolution de la pression capillaire en fonction du temps à 5, 15 et 25 cm de profondeur qui servira de données à l'optimisation.

Couche	$k_s$ [m/s]	$\theta_r$	$\theta_s$	$m$	$\alpha$ [1/cm]	$R_k$	$\delta$ [ $\mu\text{m}$ ]
1						8	
2	$5,0 \cdot 10^{-9}$	0	0,35	0,25	0,005	10	200
3						12	

**Tableau III.5 - Paramètres du modèle DC pour le cas théorique de test**  
(Modèle DC, colonne multicouche).

Afin de vérifier l'unicité de la solution, 3 calculs ont été réalisés avec des jeux de paramètres initiaux différents (Tableau III.6). Des perturbations de l'ordre de 1% ont également été introduites sur les données générées avec le modèle DC afin de tester la stabilité de la solution. L'écart observé entre les estimations finales et les valeurs réelles (même s'il n'a pas dépassé 4 %), ainsi que la

valeur finale maximale obtenue pour la fonction "objectif" ( $3 \cdot 10^{-3}$ ), restent assez élevés et reflètent assez bien la faible sensibilité observée du modèle au paramètre  $R_k$ . Les résultats de l'optimisation sont présentés sur la figure III.23. On peut constater un certain décalage entre les mesures de pression capillaire et la simulation réalisée avec les paramètres optimisés, qui même s'il reste léger, n'est pas négligeable pour un cas théorique de test où aucun bruit n'a été introduit.

L'estimation de  $R_k$  pour une colonne multicouche paraît donc aboutir à une solution unique et stable sous réserve que l'on dispose de mesures de la pression capillaire dans chacune des couches. Dans le paragraphe suivant, la même procédure sera appliquée aux essais de laboratoire.

Couche	$R_k$ initial	$R_k$ max.	$R_k$ min.	$R_k$ estimé	$R_k$ "réel"
1	1			7,97	
	5	100	1	7,99	8
	12			8,03	
2	1			10,08	
	5	100	1	10,03	10
	12			9,98	
3	1			12,5	
	5	100	1	12,2	12
	12			12,0	

Tableau III.6 - Résultats des optimisations avec les différents jeux de paramètres initiaux (modèle DC multicouche, exemple théorique de test).

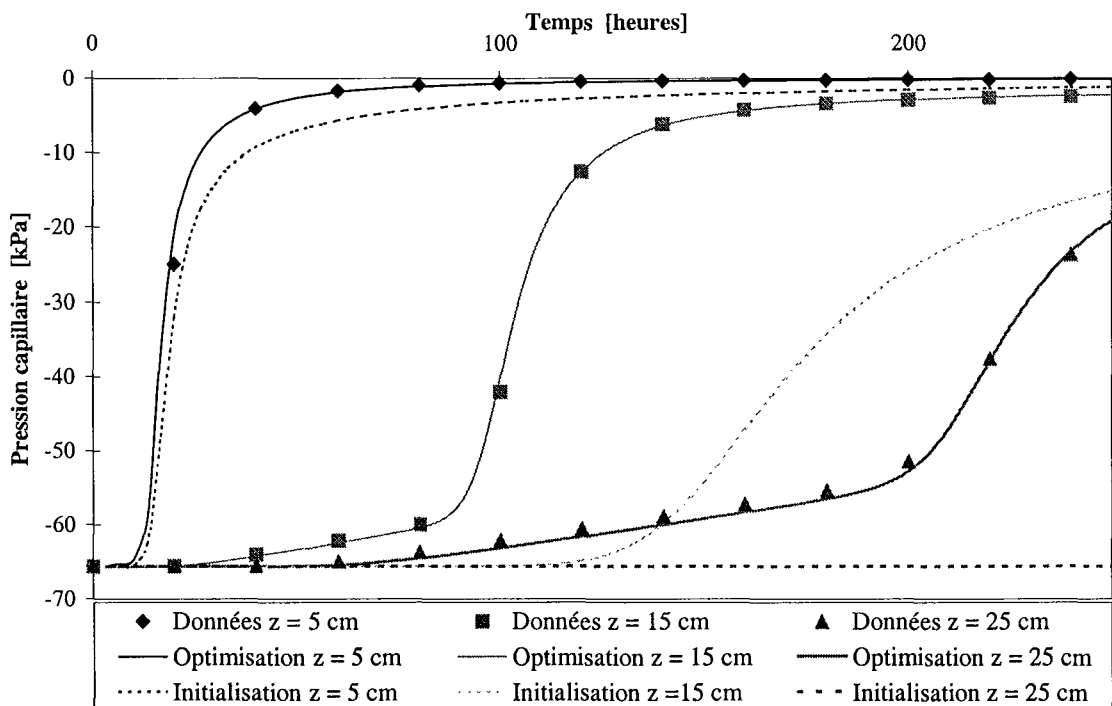


Figure III.23 - Résultats de l'optimisation sur l'évolution de la pression capillaire à 5, 15 et 25 cm de profondeur (modèle DC multicouche, exemple théorique de test).



### 4.3. Application aux essais de laboratoire

Nous nous contentons de présenter ici les résultats de la procédure inverse appliquée à l'essai E1. Comme pour le modèle MH, l'estimation a été réalisée sur les 4 couches supérieures de la colonne, les seules où nous disposons de données. Dans les couches 5 et 6,  $R_k$  a été pris égal à celui de la couche 4.

Trois calculs ont été conduits avec des jeux de paramètres initiaux différents et ont aboutit à des estimations très différentes de  $R_k$  dans les 4 couches considérées (tableau III.7). Notons également que la valeur finale de la fonction "*objectif*" obtenue pour les 3 calculs est restée supérieure à 120, ce qui démontre l'incapacité de la procédure à rapprocher la simulation des mesures expérimentales.

Le fait d'inclure les propriétés hydrauliques des macropores dans un seul paramètre ( $R_k$ ) qui en plus, s'est révélé assez fortement corrélé aux propriétés de la matrice du sol, s'avère donc être une approche peu pertinente.

Couche	$R_k$ initial	$R_k$ max.	$R_k$ min.	$R_k$ estimé
1	1	100	1	5,82
	5			5,48
	10			8,73
2	1	100	1	1,39
	5			4,52
	10			15,58
3	1	100	1	1,00
	5			12,68
	10			50,02
3	1	100	1	1,00
	5			1,00
	10			52,2

**Tableau III.7 - Résultats des optimisations avec les différents jeux de paramètres initiaux (modèle DC multicouche, Essai E1).**

### 4.4. Conclusion

Etant donné les résultats obtenus, il apparaît que la formulation trop simplifiée du modèle à double conductivité hydraulique n'est pas capable de simuler l'infiltration dans la colonne de sol compacté.

En effet, les deux paramètres de la macroporosité  $R_k$  et  $\delta$  sont corrélés, d'une part, entre eux et d'autre part, avec les paramètres  $\alpha$ ,  $m$  et  $k_s$ . Et même en limitant l'estimation au seul paramètre  $R_k$  dans les différentes couches, il n'a pas été possible d'aboutir à une solution unique lorsqu'on applique la procédure inverse à des données expérimentales.

A notre sens, c'est surtout la corrélation entre les paramètres des deux domaines qui pose le problème. En effet, même si l'on essaye de perfectionner le modèle en introduisant des paramètres hydrauliques supplémentaires pour les macropores, il sera impossible de rompre leurs dépendances vis-à-vis des propriétés de la matrice dans la mesure où le mécanisme d'échange les y reliera de toute façon *via* la conductivité hydraulique. Le fait de proposer une fonction d'échange indépendante qui aurait le temps pour seule variable, comme l'ont fait certains auteurs, pourrait permettre l'estimation des paramètres. Mais il y aurait-il alors un intérêt à estimer des paramètres auxquels on pourrait difficilement associer un sens physique ? C'est là la question.

Dans le paragraphe suivant, la méthode inverse sera appliquée au modèle à conductivité hydraulique bimodale.

## 5. APPLICATION AU MODELE BIMODAL

Le modèle bimodal qui a été présenté pour l'étude du problème direct était très simplifié pour réduire le nombre des paramètres. Cela nous a permis d'estimer ces derniers par une étude paramétrique et de réaliser des simulations des essais d'infiltration. Toutefois, cette étude paramétrique nous a fait pressentir l'interdépendance qui existe entre les 2 paramètres supplémentaires et qui risque d'empêcher leur estimation simultanée par la méthode inverse comme cela a été le cas pour  $R_k$  et  $\delta$  avec le modèle DC. Aussi pour l'étude du problème inverse, nous avons développé une formulation plus réaliste du modèle bimodal que nous désignerons par MB.

### 5.1. Présentation du modèle bimodal (MB)

Avec cette nouvelle formulation bimodale inspirée par celle de Zurmühl et Durner (1998), le modèle de Van Genuchten (1980) – Mualem (1976) est utilisée pour décrire aussi bien l'apport des macropores que celui de la matrice du sol. En d'autres termes, les fonctions de conductivité hydraulique et de rétention de l'humidité globale résultent de la sommation des fonctions qui décrivent chacun des deux domaines avec les coefficients de pondération adéquats. Les macropores sont donc intégrés dans la courbe décrivant la distribution dimensionnelle des rayons des pores qui devient alors bimodale. Les relations  $S_e(\Psi)$  et  $k(\Psi)$  s'écrivent donc :

$$S_e(\Psi) = (1-\mu) \left( \frac{1}{[1 + (\alpha_1 \Psi)^{n_1}]^{m_1}} \right) + \mu \left( \frac{1}{[1 + (\alpha_2 \Psi)^{n_2}]^{m_2}} \right) \quad (\text{III.13})$$

$$k_r(\Psi) = (1-\mu) \left( \frac{[1 - (\alpha_1 \Psi)^{n_1-1} [1 + (\alpha_1 \Psi)^{n_1}]^{-m_1}]^b}{[1 + (\alpha_1 \Psi)^{n_1}]^{m_1/2}} \right) + \mu \left( \frac{[1 - (\alpha_2 \Psi)^{n_2-1} [1 + (\alpha_2 \Psi)^{n_2}]^{-m_2}]^b}{[1 + (\alpha_2 \Psi)^{n_2}]^{m_2/2}} \right) \quad (\text{III.14})$$

où :

- $\alpha_1$ ,  $m_1$  et  $n_1$  désignent les paramètres de Van Genuchten pour la matrice du sol ;
- $\alpha_2$ ,  $m_2$  et  $n_2$ , les paramètres de Van Genuchten pour les macropores ;
- $\mu$ , la macroporosité comme elle a été précédemment définie.

L'effet hydraulique de la macroporosité est donc pris en compte par les 3 paramètres :  $\alpha_2$ ,  $m_2$  et  $n_2$ , qui se réduisent à 2 si l'on admet la restriction  $m_2=1-1/n_2$ . Cela donne plus de flexibilité au modèle bimodal et permet notamment de tenir compte d'un effet éventuel des macropores sur la courbe de rétention de l'humidité du sol.

Dans le paragraphe suivant, nous étudierons la faisabilité de la procédure inverse d'identification des paramètres au modèle MB à partir des mesures expérimentales de la pression capillaire.

## 5.2. Application à un exemple théorique

Comme pour les modèles MH et DC, un problème théorique de test a été utilisé pour étudier la faisabilité de l'estimation des paramètres du modèle MB. Il s'agit d'une infiltration sur une colonne maintenue initialement à une teneur en eau volumique uniforme de 25% et soumise à la pression atmosphérique à sa surface. Les variations de la pression capillaire sont suivies à 10 et 20 cm de profondeur. Le tableau III.8 résume les paramètres du modèle choisis pour cet exemple.

$k_s$ [m/s]	$\theta_r$	$\theta_s$	$\alpha_1$ [1/s]	$m_1$	$\alpha_2$ [1/cm]	$m_2$	$\mu$ [%]
$5,0 \cdot 10^{-8}$	0	0,4	0,005	0,25	0,01	0,3	30

Tableau III.8 - Paramètres du modèle MB pour le cas théorique de test (Modèle MB).

### 5.2.1. Faisabilité de l'estimation

Pour étudier la faisabilité de l'estimation des paramètres du modèle MB, les surfaces de réponses de la fonction "objectif" ont été tracées de la même manière que pour les modèles MH et DC. Les figures III.24 à III.37 montrent ces surfaces dans les différents plans formés par les paramètres  $\alpha_1$ ,  $m_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $m_2$ ,  $k_s$  et  $\mu$ , considérés 2 à 2.

Nous notons que d'une part, dans les plans  $(\alpha_1, \mu)$  et  $(m_1, \mu)$ , les isovaleurs de la fonction "objectif" forment des surfaces assez étendues et allongées qui ne paraissent pas présenter un minimum unique ; et d'autre part, les surfaces de réponses  $(m_1, \alpha_2)$  et  $(m_1, m_2)$  montrent que la sensibilité du modèle est plus élevée aux paramètres de la matrice qu'elle ne l'est aux paramètres des macropores. Ceci est à relier à la valeur choisie pour  $\mu$  qui fait que la matrice participe à 70% de l'écoulement contre 30% pour les macropores. Il serait donc impossible d'estimer tous les paramètres du modèle

bimodal en même temps. En particulier, l'estimation de  $\alpha_1$  et de  $m_1$  ne pourra pas se faire en même temps que  $\mu$  qui présente une sensibilité plus faible. Pour  $\alpha_2$  et  $m_2$  par contre, et bien que leurs effets dépendent également de  $\mu$ , l'estimation simultanée avec ce dernier paramètre semble faisable comme le montre les surfaces de réponse dans les plans  $(\alpha_2, \mu)$  et  $(m_2, \mu)$ . Par ailleurs,  $k_s$  s'avère être un paramètre plus sensible que  $\alpha_2$  et  $m_2$  mais en l'absence d'une dépendance directe, l'estimation simultanée avec ces deux paramètres ne devrait pas poser de problème.

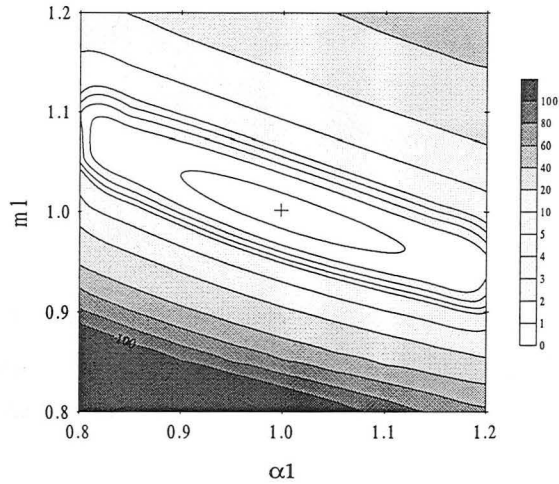


Figure III.24 - Surface de réponse du modèle MB dans le plan  $(\alpha_1, m_1)$ .

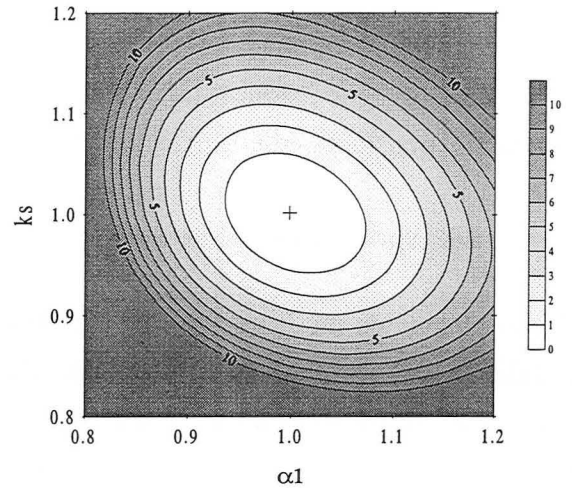


Figure III.25 - Surface de réponse du modèle MB dans le plan  $(\alpha_1, k_s)$ .

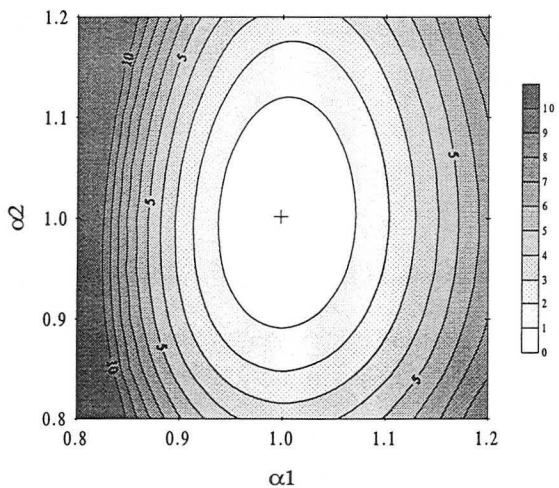


Figure III.26 - Surface de réponse du modèle MB dans le plan  $(\alpha_1, \alpha_2)$ .

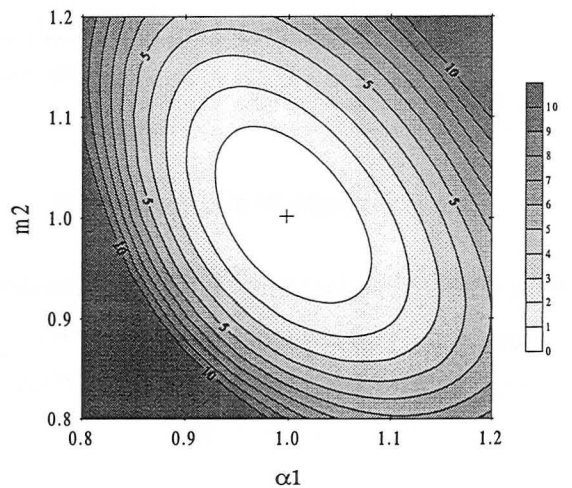


Figure III.27 - Surface de réponse du modèle MB dans le plan  $(\alpha_1, m_2)$ .

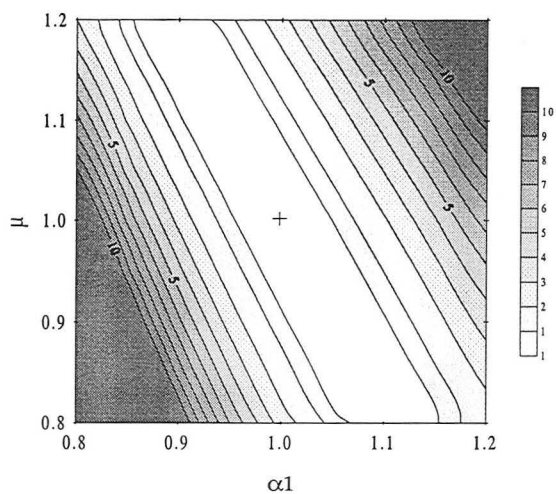


Figure III.28 - Surface de réponse du modèle MB dans le plan  $(\alpha_1, \mu)$ .

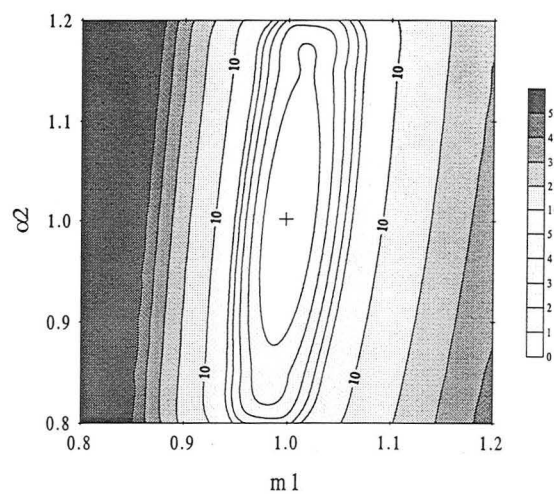


Figure III.29 - Surface de réponse du modèle MB dans le plan  $(m_1, \alpha_2)$ .

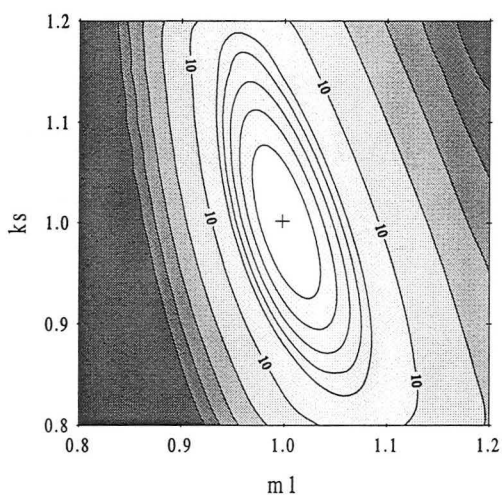


Figure III.30 - Surface de réponse du modèle MB dans le plan  $(m_1, k_s)$ .

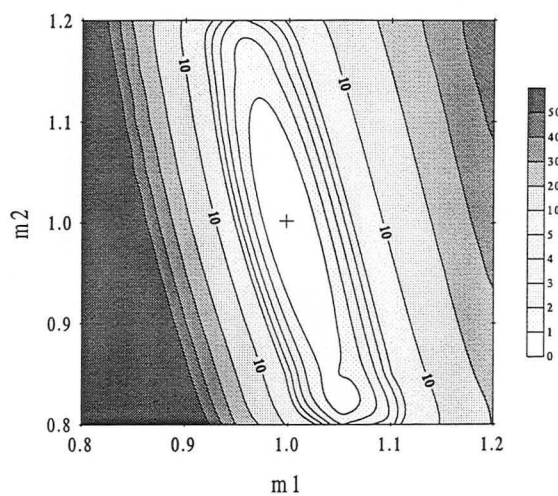


Figure III.31 - Surface de réponse du modèle MB dans le plan  $(m_1, m_2)$ .

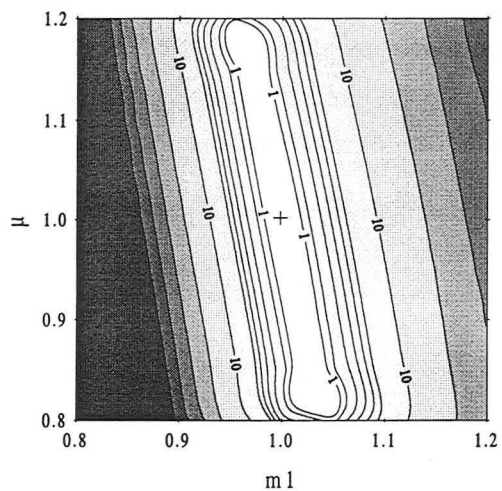


Figure III.32 - Surface de réponse du modèle MB dans le plan  $(m_1, \mu)$ .

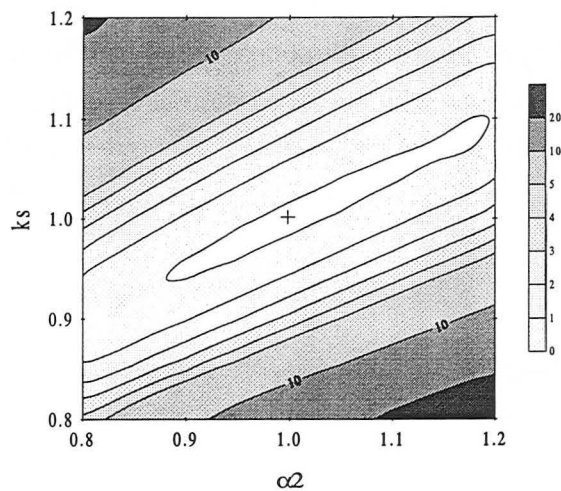


Figure III.33 - Surface de réponse du modèle MB dans le plan  $(\alpha_1, k_s)$ .

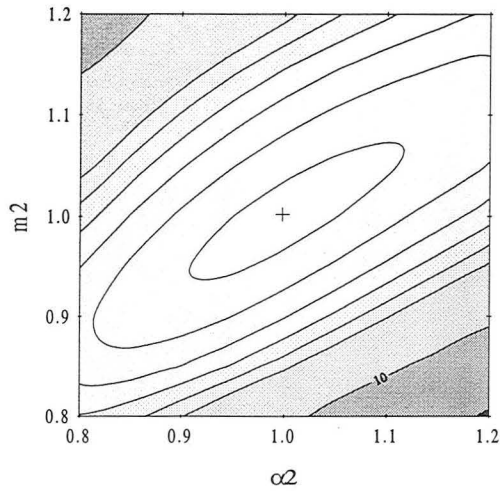


Figure III.34 - Surface de réponse du modèle  
MB dans le plan  $(\alpha_2, m_2)$ .

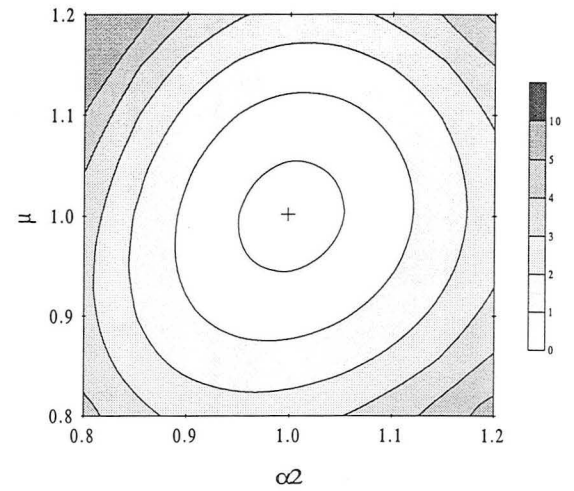


Figure III.35 - Surface de réponse du modèle  
MB dans le plan  $(\alpha_2, \mu)$ .

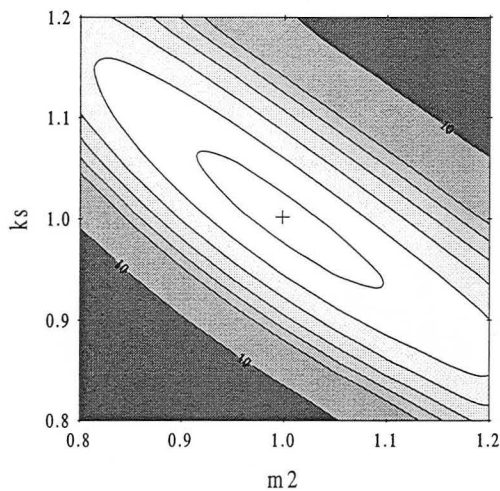


Figure III.36 - Surface de réponse du modèle  
MB dans le plan  $(m_2, k_s)$ .

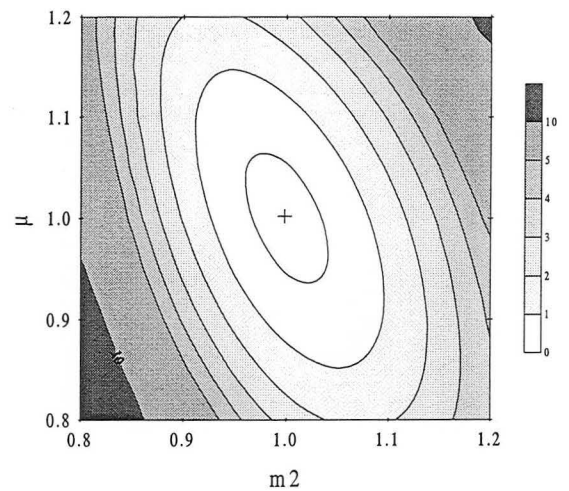


Figure III.37 - Surface de réponse du modèle  
MB dans le plan  $(m_2, \mu)$ .

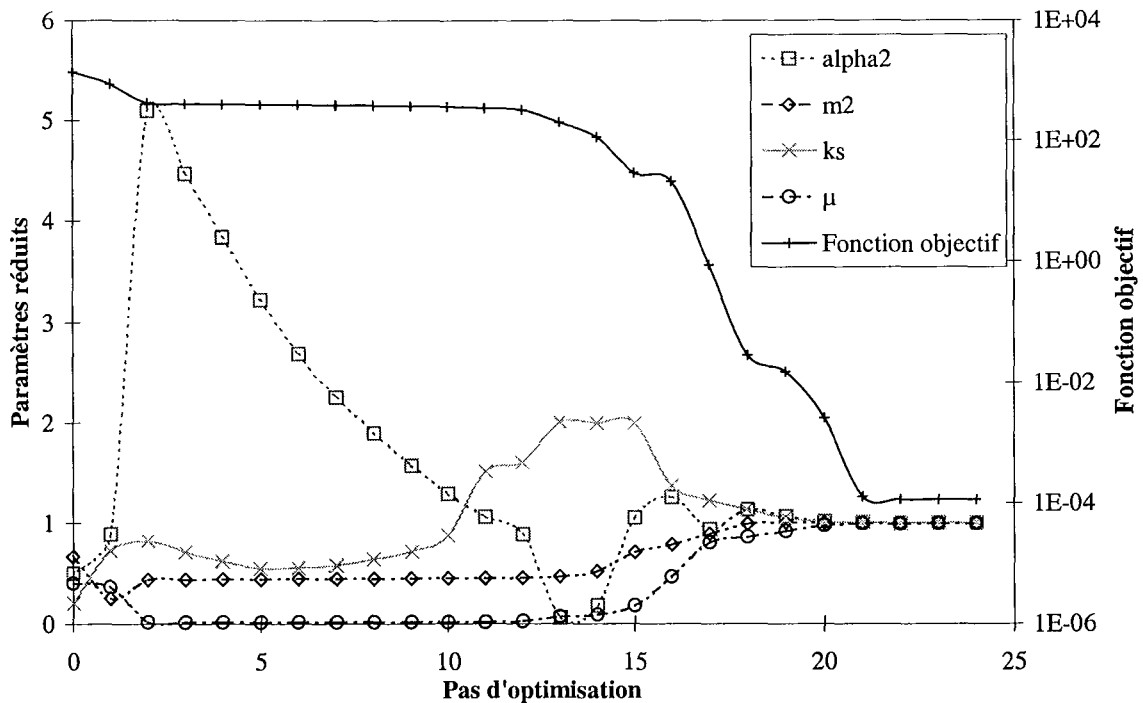
Les paramètres qui pourront être estimés simultanément sont donc les paramètres de forme de Van Genuchten pour les macropores :  $\alpha_2$  et  $m_2$ , la macroporosité  $\mu$  et la conductivité hydraulique  $k_s$ . Mais, il faudra s'attendre à la vue des sensibilités à une estimation plus précise pour la conductivité hydraulique, que pour les autres paramètres.

### 5.2.2. Résultats de l'estimation

Pour confirmer la faisabilité de l'estimation, la procédure a été testée sur l'exemple théorique. Pour vérifier l'unicité de la solution obtenue, 3 optimisations ont été réalisées en utilisant 3 jeux de paramètres initiaux différents. Les paramètres "réels" ont pu être estimés à chaque fois avec une précision inférieure à 1%. Le tableau III.9 résume les paramètres initiaux et finaux pour ces calculs. Par ailleurs, d'autres optimisations réalisées en introduisant des perturbations de l'ordre de 1% sur les données générées par le modèle MB ont permis de vérifier la stabilité de la solution.

Paramètre [unité]	Valeurs initiales	Valeur max.	Valeur min.	Valeurs estimées	Valeur "réelle"
$\alpha_2$ [1/cm]	$5,00 \cdot 10^{-2}$			$1,00 \cdot 10^{-2}$	
	$5,00 \cdot 10^{-3}$	$1,00 \cdot 10^{-1}$	$1,00 \cdot 10^{-4}$	$1,00 \cdot 10^{-2}$	$1,00 \cdot 10^{-2}$
	$5,00 \cdot 10^{-4}$			$1,00 \cdot 10^{-2}$	
$m_2$ [-]	$1,00 \cdot 10^{-1}$			$2,99 \cdot 10^{-1}$	
	$2,00 \cdot 10^{-1}$	$9,00 \cdot 10^{-1}$	$1,00 \cdot 10^{-2}$	$3,00 \cdot 10^{-1}$	$3,00 \cdot 10^{-1}$
	$5,00 \cdot 10^{-1}$			$3,00 \cdot 10^{-1}$	
$k_s$ [m/s]	$1,00 \cdot 10^{-9}$			$4,99 \cdot 10^{-8}$	
	$1,00 \cdot 10^{-8}$	$1,00 \cdot 10^{-4}$	$1,00 \cdot 10^{-20}$	$5,00 \cdot 10^{-8}$	$5,00 \cdot 10^{-8}$
	$1,00 \cdot 10^{-7}$			$5,00 \cdot 10^{-8}$	
$\mu$ [%]	$1,00 \cdot 10^{+1}$			$2,98 \cdot 10^{+1}$	
	$2,00 \cdot 10^{+1}$	$1,00 \cdot 10^{+2}$	0,00	$2,99 \cdot 10^{+1}$	$3,00 \cdot 10^{+1}$
	$5,00 \cdot 10^{+1}$			$2,99 \cdot 10^{+1}$	

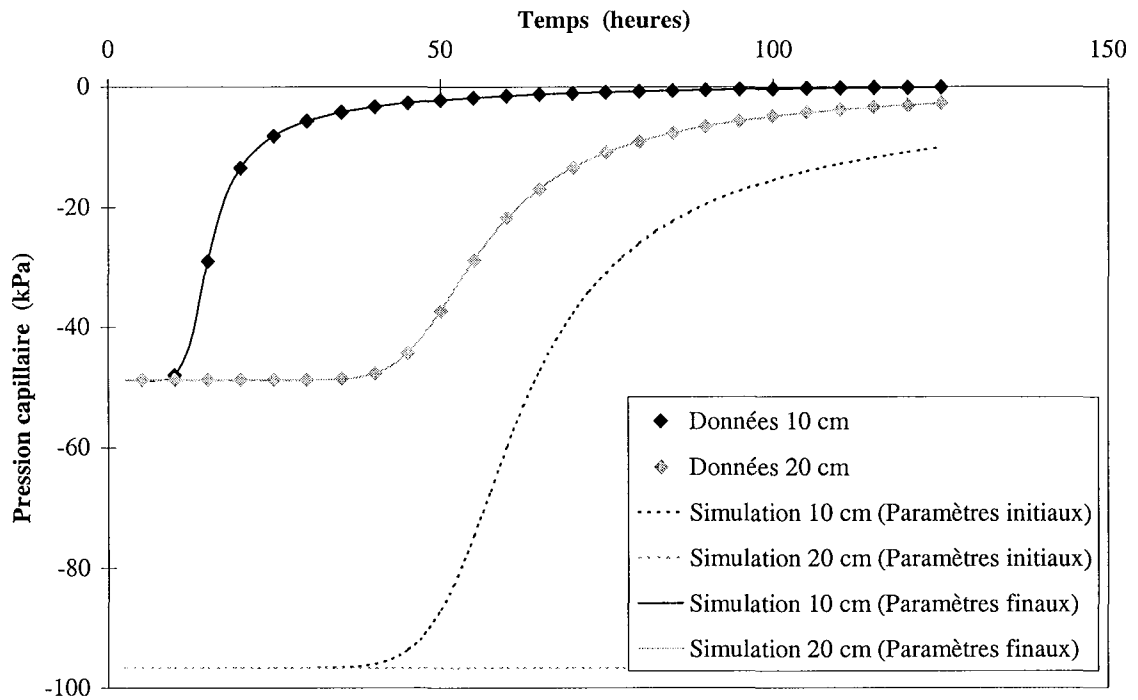
**Tableau III.9 - Résultats des optimisations avec les différents jeux de paramètres initiaux (modèle MB, exemple théorique de test).**



**Figure III.38 - Evolution des paramètres optimisés et de la fonction "objectif" au cours du calcul (modèle MB, exemple théorique de test).**

La figure III.38 montre l'évolution de la fonction "objectif" et des différents paramètres réduits par rapport à leurs valeurs "réelles", au cours de l'optimisation réalisée avec les valeurs intermédiaires des paramètres initiaux. Elle montre à la différence de la même évolution pour le modèle MH (figure III.6), que la fonction "objectif" ne décroît pas d'une façon monotone mais passe par des

paliers. Ceci illustre la difficulté de l'optimisation due à la faible sensibilité du paramètre  $\mu$ . L'évolution de la pression capillaire à 10 et 20 cm de profondeur, simulée avec les jeux de paramètres initiaux et finaux, est représentée sur la figure III.39 pour ce même calcul.



**Figure III.39 - Résultats de l'optimisation sur l'évolution de la pression capillaire à 10 et 20 cm de profondeur (modèle MB, exemple théorique de test).**

### 5.3. Application aux essais de laboratoire

La même procédure d'identification des 4 paramètres :  $\alpha_2$ ,  $m_2$ ,  $k_s$  et  $\mu$  a été appliquée aux essais d'infiltration de Amraoui (1996). Nous présenterons ici uniquement les résultats pour l'essai E1, ceux des autres essais figurent dans l'annexe II.

Deux optimisations ont été réalisées sur une colonne unicouche et sur une colonne multicouche. Les tableaux III.10 et III.11 résument les valeurs initiales et finales des paramètres optimisés pour les 3 calculs réalisés. Pour la colonne multicouche, comme pour les modèles MH et DC et étant donné l'absence des données dans les deux couches inférieures de la colonne, seules les paramètres des 4 couches supérieures seront optimisés.

La figure III.40 montre l'évolution de la fonction "objectif" au cours des calculs pour les deux optimisations réalisées avec les valeurs initiales intermédiaires des paramètres. Dans les deux cas, une solution unique a été obtenue. Les valeurs finales obtenues pour la fonction "objectif" montrent que la configuration multicouche est nettement plus performante dans la mesure où elle rapproche



de façon largement plus efficace la simulation des observations. L'optimisation a toutefois été très délicate et il n'a pas fallu moins de 120 pas d'optimisation contre 18 pour la colonne unicouche.

Paramètre [unité]	Valeur sinitiales	Valeur max.	Valeur min.	Valeurs finales
$\alpha_2$ [1/cm]	$3,40 \cdot 10^{-3}$	$2,00 \cdot 10^{-1}$	$1,00 \cdot 10^{-4}$	$6,24 \cdot 10^{-2}$
	$4,50 \cdot 10^{-3}$			$6,25 \cdot 10^{-2}$
	$5,30 \cdot 10^{-3}$			$6,25 \cdot 10^{-2}$
$m_2$ [-]	$1,73 \cdot 10^{-1}$	$9,00 \cdot 10^{-1}$	$1,00 \cdot 10^{-2}$	$2,66 \cdot 10^{-1}$
	$2,31 \cdot 10^{-1}$			$2,66 \cdot 10^{-1}$
	$2,89 \cdot 10^{-1}$			$2,67 \cdot 10^{-1}$
$k_s$ [m/s]	$4,50 \cdot 10^{-9}$	$1,00 \cdot 10^{-2}$	$1,00 \cdot 10^{-20}$	$2,66 \cdot 10^{-8}$
	$6,50 \cdot 10^{-9}$			$2,67 \cdot 10^{-8}$
	$8,50 \cdot 10^{-9}$			$2,67 \cdot 10^{-8}$
$\mu$ [%]	$1,00 \cdot 10^{+1}$	$1,00 \cdot 10^{+2}$	0,00	$1,85 \cdot 10^{+1}$
	$2,00 \cdot 10^{+1}$			$1,86 \cdot 10^{+1}$
	$5,00 \cdot 10^{+1}$			$1,87 \cdot 10^{+1}$

**Tableau III.10** - Résultats des optimisations avec les différents jeux de paramètres initiaux (modèle MB unicouche, essai E1).

Les figures III.41 à III.45 comparent l'évolution de la pression capillaire mesurée avec les simulations réalisées avec les valeurs optimisées des paramètres dans le cas des colonnes unicouche et multicouche. Elles montrent que la configuration multicouche permet de reproduire correctement l'expérience à toutes les profondeurs améliorant considérablement les résultats à l'approche de la saturation. Cela suggère que l'effet du compactage n'a pas été uniformément subi dans les différentes couches.

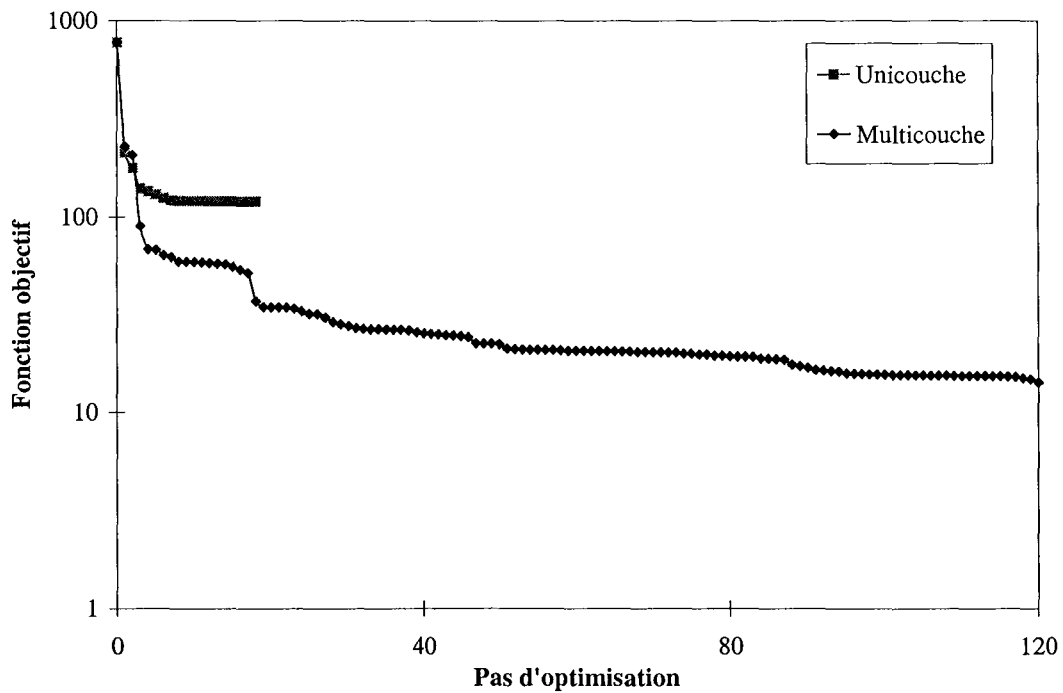
Les valeurs obtenues pour  $\alpha_2$  et  $m_2$ , dans les 2 premières couches sont largement supérieures à  $\alpha_1$  et  $m_1$ . Ces 2 paramètres sont liés aux dimensions et à la distribution des rayons des pores comme nous l'avons expliqué lors de l'interprétation des résultats de l'optimisation avec le modèle MH (Cf. §III.3.3.). Les macropores dans ces 2 couches semblent donc présenter des tailles relativement importantes. Toutefois, leur proportion paraît supérieure dans la couche 2 au point de dominer complètement l'écoulement ( $\mu = 99$  %), ce qui se traduit par une augmentation conséquente de la conductivité hydraulique saturée ( $k_s = 9,5 \cdot 10^{-5}$  m/s). Pour les couches 3 et 4 par contre,  $\alpha_2$  et  $m_2$  prennent des valeurs plus faibles qui peuvent s'expliquer par la baisse de la taille des macropores en profondeur étant donné que l'effort de compactage subi est plus important dans les couches inférieures. La macroporosité ne paraît pas suivre la même évolution puisque  $\mu$  ne semble pas dépendre de la profondeur mais elle influence logiquement la conductivité hydraulique saturée. En

effet à la saturation, les macropores sont complètement remplis, leur dimension n'influence donc plus l'écoulement et seul leur proportion dans le volume total des pores intervient.

Couche	Paramètre [unité]	Valeurs initiales	Valeur max.	Valeur min.	Valeurs finales
1	$\alpha_2$ [1/cm]	$3,40 \cdot 10^{-3}$	$1,00 \cdot 10^{-1}$	$1,00 \cdot 10^{-4}$	$2,43 \cdot 10^{-2}$
		$4,50 \cdot 10^{-3}$			$2,43 \cdot 10^{-2}$
		$5,30 \cdot 10^{-3}$			$2,43 \cdot 10^{-2}$
	$m_2$ [-]	$1,73 \cdot 10^{-1}$	$9,00 \cdot 10^{-1}$	$1,00 \cdot 10^{-2}$	$3,69 \cdot 10^{-1}$
		$2,31 \cdot 10^{-1}$			$3,69 \cdot 10^{-1}$
		$2,89 \cdot 10^{-1}$			$3,69 \cdot 10^{-1}$
	$k_s$ [m/s]	$4,50 \cdot 10^{-9}$	$1,00 \cdot 10^{-2}$	$1,00 \cdot 10^{-20}$	$6,41 \cdot 10^{-9}$
		$6,50 \cdot 10^{-9}$			$6,42 \cdot 10^{-9}$
		$8,50 \cdot 10^{-9}$			$6,40 \cdot 10^{-9}$
	$\mu$ [%]	$1,00 \cdot 10^{+1}$	$1,00 \cdot 10^{+2}$	0,00	$2,80 \cdot 10^{+1}$
		$2,00 \cdot 10^{+1}$			$2,81 \cdot 10^{+1}$
		$5,00 \cdot 10^{+1}$			$2,83 \cdot 10^{+1}$
2	$\alpha_2$ [1/cm]	$3,40 \cdot 10^{-3}$	$1,00 \cdot 10^{-1}$	$1,00 \cdot 10^{-4}$	$4,31 \cdot 10^{-2}$
		$4,50 \cdot 10^{-3}$			$4,31 \cdot 10^{-2}$
		$5,30 \cdot 10^{-3}$			$4,31 \cdot 10^{-2}$
	$m_2$ [-]	$1,73 \cdot 10^{-1}$	$9,00 \cdot 10^{-1}$	$1,00 \cdot 10^{-2}$	$3,68 \cdot 10^{-1}$
		$2,31 \cdot 10^{-1}$			$3,67 \cdot 10^{-1}$
		$2,89 \cdot 10^{-1}$			$3,68 \cdot 10^{-1}$
	$k_s$ [m/s]	$4,50 \cdot 10^{-9}$	$1,00 \cdot 10^{-2}$	$1,00 \cdot 10^{-20}$	$9,50 \cdot 10^{-5}$
		$6,50 \cdot 10^{-9}$			$9,49 \cdot 10^{-5}$
		$8,50 \cdot 10^{-9}$			$9,49 \cdot 10^{-5}$
	$\mu$ [%]	$1,00 \cdot 10^{+1}$	$1,00 \cdot 10^{+2}$	0,00	$9,90 \cdot 10^{+1}$
		$2,00 \cdot 10^{+1}$			$9,92 \cdot 10^{+1}$
		$5,00 \cdot 10^{+1}$			$9,92 \cdot 10^{+1}$
3	$\alpha_2$ [1/cm]	$3,40 \cdot 10^{-3}$	$1,00 \cdot 10^{-1}$	$1,00 \cdot 10^{-4}$	$1,78 \cdot 10^{-2}$
		$4,50 \cdot 10^{-3}$			$1,78 \cdot 10^{-2}$
		$5,30 \cdot 10^{-3}$			$1,78 \cdot 10^{-2}$
	$m_2$ [-]	$1,73 \cdot 10^{-1}$	$9,00 \cdot 10^{-1}$	$1,00 \cdot 10^{-2}$	$2,50 \cdot 10^{-1}$
		$2,31 \cdot 10^{-1}$			$2,50 \cdot 10^{-1}$
		$2,89 \cdot 10^{-1}$			$2,50 \cdot 10^{-1}$
	$k_s$ [m/s]	$4,50 \cdot 10^{-9}$	$1,00 \cdot 10^{-2}$	$1,00 \cdot 10^{-20}$	$7,16 \cdot 10^{-9}$
		$6,50 \cdot 10^{-9}$			$7,15 \cdot 10^{-9}$
		$8,50 \cdot 10^{-9}$			$7,15 \cdot 10^{-9}$
	$\mu$ [%]	$1,00 \cdot 10^{+1}$	$1,00 \cdot 10^{+2}$	0,00	$2,80 \cdot 10^{+1}$
		$2,00 \cdot 10^{+1}$			$2,81 \cdot 10^{+1}$
		$5,00 \cdot 10^{+1}$			$2,80 \cdot 10^{+1}$

4	$\alpha_2$ [1/cm]	$3,40 \cdot 10^{-3}$	$1,00 \cdot 10^{-1}$	$1,00 \cdot 10^{-4}$	$6,18 \cdot 10^{-3}$
		$4,50 \cdot 10^{-3}$			$6,18 \cdot 10^{-3}$
		$5,30 \cdot 10^{-3}$			$6,18 \cdot 10^{-3}$
	$m_2$ [-]	$1,73 \cdot 10^{-1}$	$9,00 \cdot 10^{-1}$	$1,00 \cdot 10^{-2}$	$2,32 \cdot 10^{-1}$
		$2,31 \cdot 10^{-1}$			$2,32 \cdot 10^{-1}$
		$2,89 \cdot 10^{-1}$			$2,32 \cdot 10^{-1}$
	$k_s$ [m/s]	$4,50 \cdot 10^{-9}$	$1,00 \cdot 10^{-2}$	$1,00 \cdot 10^{-20}$	$1,54 \cdot 10^{-8}$
		$6,50 \cdot 10^{-9}$			$1,54 \cdot 10^{-8}$
		$8,50 \cdot 10^{-9}$			$1,53 \cdot 10^{-8}$
	$\mu$ [%]	$1,00 \cdot 10^{+1}$	$1,00 \cdot 10^{+2}$	0,00	$6,26 \cdot 10^{+1}$
		$2,00 \cdot 10^{+1}$			$6,28 \cdot 10^{+1}$
		$5,00 \cdot 10^{+1}$			$6,29 \cdot 10^{+1}$

**Tableau III.11 - Résultats des optimisations avec les différents jeux de paramètres initiaux (modèle MB multicouche, essai E1).**



**Figure III.40 - Evolution de la fonction "objectif" au cours du calcul (modèle MB, essai E1).**

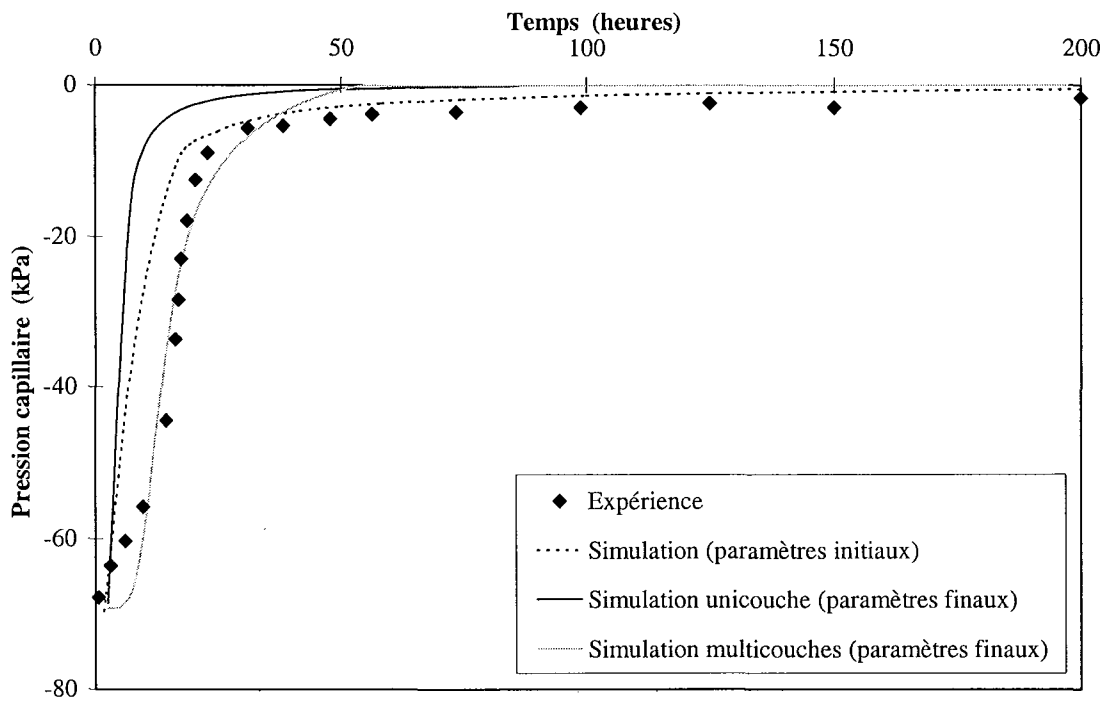


Figure III.41 - Résultats de l'optimisation sur l'évolution de la pression capillaire à 3,4 cm de profondeur (modèle MB, essai E1).

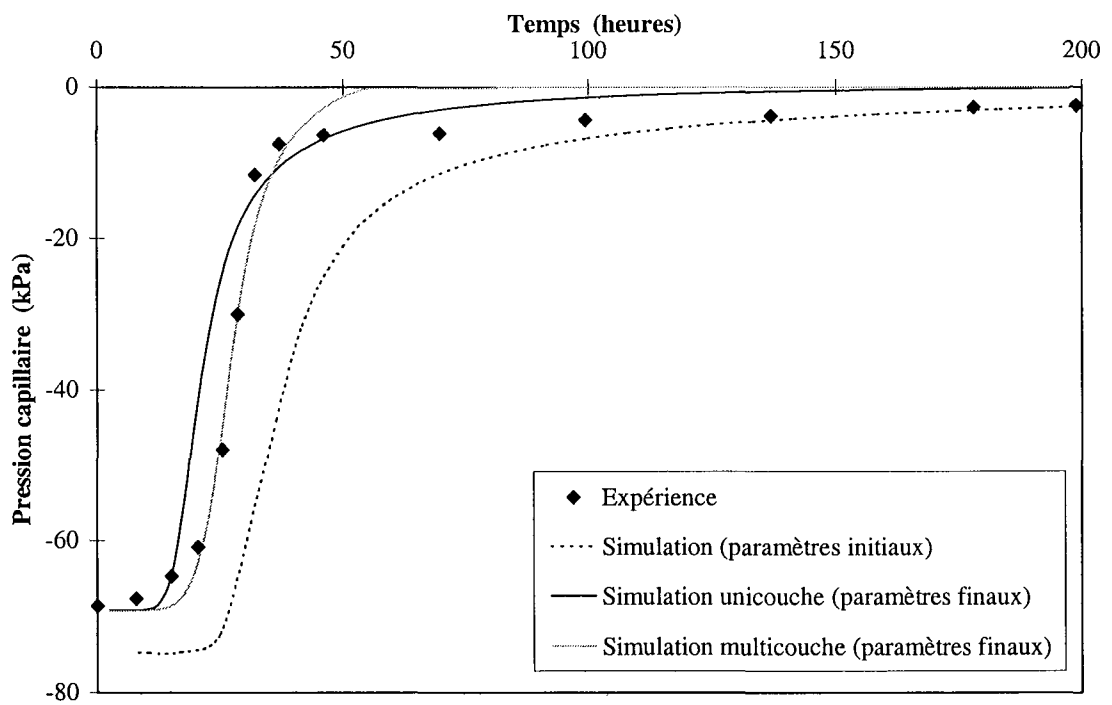


Figure III.42 - Résultats de l'optimisation sur l'évolution de la pression capillaire à 7,3 cm de profondeur (modèle MB, essai E1).

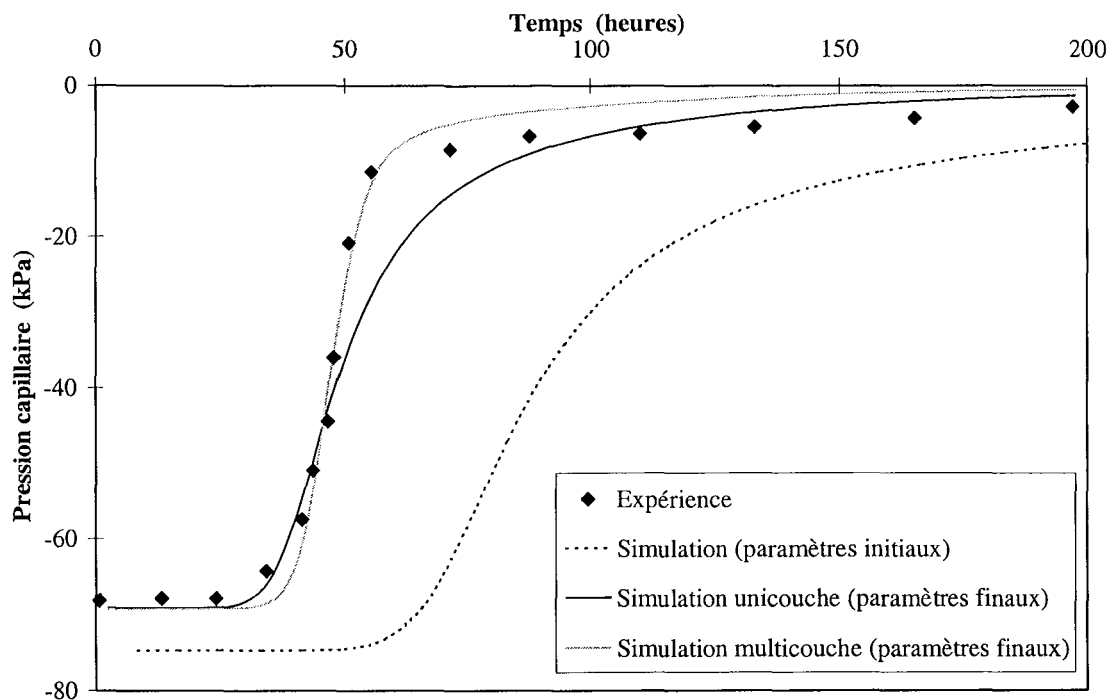


Figure III.43 - Résultats de l'optimisation sur l'évolution de la pression capillaire à 11,2 cm de profondeur (modèle MB, essai E1).

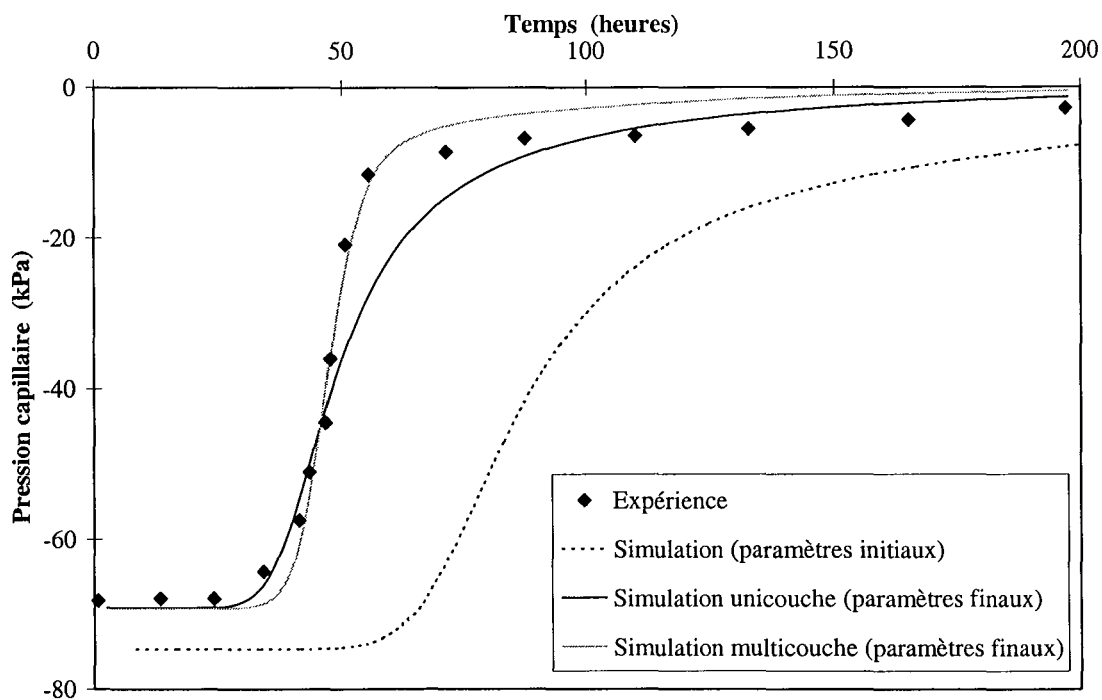
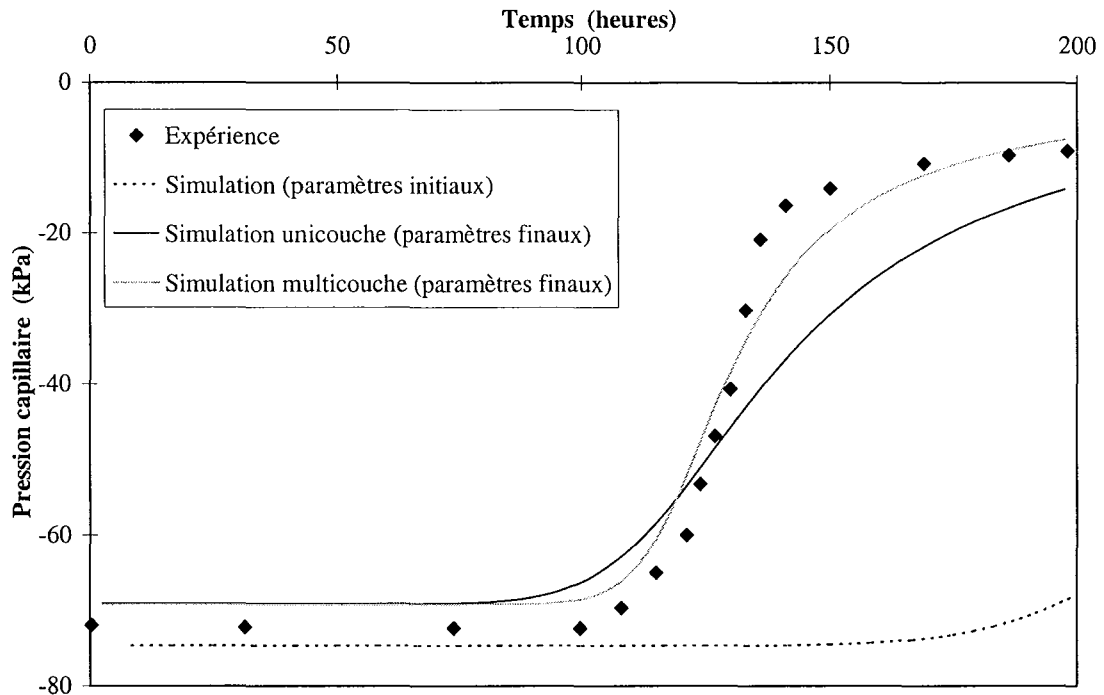


Figure III.44 - Résultats de l'optimisation sur l'évolution de la pression capillaire à 15,1 cm de profondeur (modèle MB, essai E1).



**Figure III.45** - Résultats de l'optimisation sur l'évolution de la pression capillaire à 19,2 cm de profondeur (modèle MB, essai E1).

#### 5.4. Conclusion

La procédure inverse appliquée au modèle bimodal dans sa deuxième version plus complète, a permis d'estimer les paramètres hydrodynamiques de la macroporosité de manière satisfaisante pour l'essai considéré. L'optimisation réalisée avec la configuration multicouche du modèle a permis d'améliorer sensiblement les résultats. D'une part, elle a permis de bien simuler l'évolution de la pression capillaire mesurée à différentes profondeurs ; et d'autre part, les paramètres identifiés ont pu être interprétés par rapport à l'effet du compactage sur la porosité du sol.

### 7. DISCUSSION DES RESULTATS DE L'OPTIMISATION

Nous nous proposons dans ce paragraphe de comparer les résultats des optimisations réalisées pour les différents essais considérés avec les modèles multicouches MH et MB. Le but étant d'essayer d'expliquer les valeurs obtenues pour les différents paramètres en fonction des conditions initiales et du mode de compactage. Signalons que l'interprétation n'est pas aisée puisque les 3 essais ont été réalisés avec des états initiaux et des modes de compactage différents. Toutefois, la confrontation des résultats permet d'émettre un certain nombre de remarques intéressantes qui restent à confirmer par une étude expérimentale plus poussée. La comparaison est faite en premier lieu en se basant sur

les valeurs des paramètres obtenus par l'inversion et en deuxième lieu en s'appuyant sur les courbes de rétention et de conductivité hydraulique du sol.

## 7.1. Paramètres optimisés

### 7.1.1. Modèle unimodal (MH)

Les figures III.46 à III.48 montrent les valeurs optimisées des paramètres  $\alpha$ ,  $m$  et  $k_s$  pour les 3 essais considérés avec le modèle unimodal MH. Il est à noter d'une part, que le paramètre  $\alpha$ , inversement lié à la taille des pores, prend des valeurs relativement homogènes et supérieures aux valeurs déterminées par les courbes de rétention expérimentales. Cela révèle que pour les essais E1 et E3 (éprouvettes compactées en 6 couches), la taille moyenne des pores semble plus importante que ne le laissent supposer les courbes de rétention expérimentales. Par contre pour l'essai E2 (éprouvette compactée en 3 couches),  $\alpha$  garde des valeurs assez proches de celle donnée par la courbe de rétention expérimentale. Cela indique que la taille des pores dans cette colonne est assez uniforme et semble bien représentée par la courbe de rétention obtenue au laboratoire. Par ailleurs, une plus grande variabilité est observée pour les paramètres  $m$  et  $k_s$  et comme nous l'avons vu une valeur excessivement élevée de  $k_s$  a été obtenue pour la couche 2 de la colonne E1 (Cf. §III.3.3).

La teneur en eau de compactage affecte la forme de la courbe de conductivité hydraulique du sol puisqu'elle influence sa structure macroscopique et microscopique. Plus on se situe du côté sec de la courbe de compactage, plus la pression d'entrée d'air est faible ( $\alpha$  augmente), plus la pente de la courbe de rétention est élevée ( $m$  diminue) et plus rapide est l'augmentation de la conductivité hydraulique (Meerdink *et al.*, 1996). En effet, lorsque la teneur en eau de compactage diminue, les vides inter-mottes sont plus larges. Comme l'explique Hillel (1988), les sols à plus larges pores se saturent plus vite ce qui se traduit par une plus faible pression d'entrée d'air et une courbe de rétention plus raide. Si l'on compare les résultats obtenus pour nos 3 essais, ces tendances ne sont pas clairement retrouvées.

Tinjum (1997) rapporte que sur la branche sèche de la courbe de compactage, les sols fins présentent généralement une distribution bimodale des rayons de pores du fait de l'importance des espaces inter-mottes. Du côté humide de la courbe, la distribution dimensionnelle des pores est plutôt unimodale. Des distributions oscillant entre ces deux extrêmes peuvent être observées près de l'optimum. Etant donné que pour les essais E1 et E2, la teneur en eau de compactage se situe du côté sec de la courbe de compactage alors que pour l'essai E3, elle est proche de l'optimum, il est donc judicieux de penser que le modèle bimodal serait plus à même de fournir des valeurs plus réalistes des paramètres, au moins pour ces deux essais. C'est ce que nous verrons dans le paragraphe suivant.

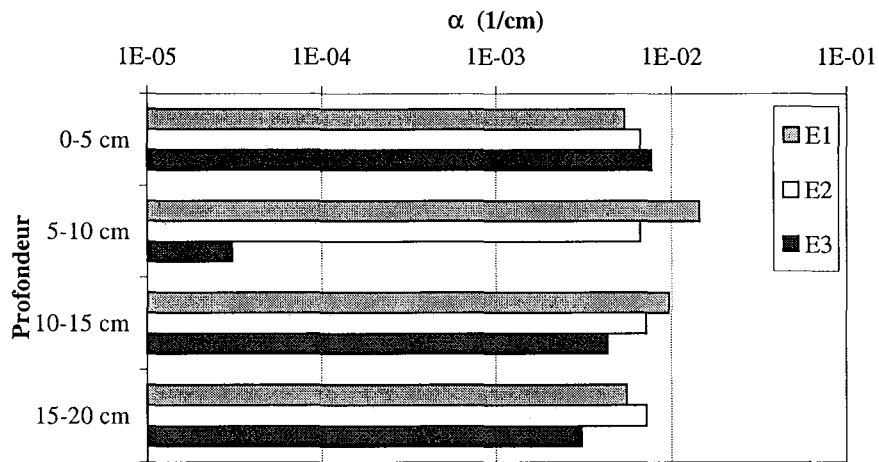


Figure III.46 - Comparaison des valeurs optimisées du paramètre  $\alpha$  pour les 3 essais simulés (Modèle MH multicouche).

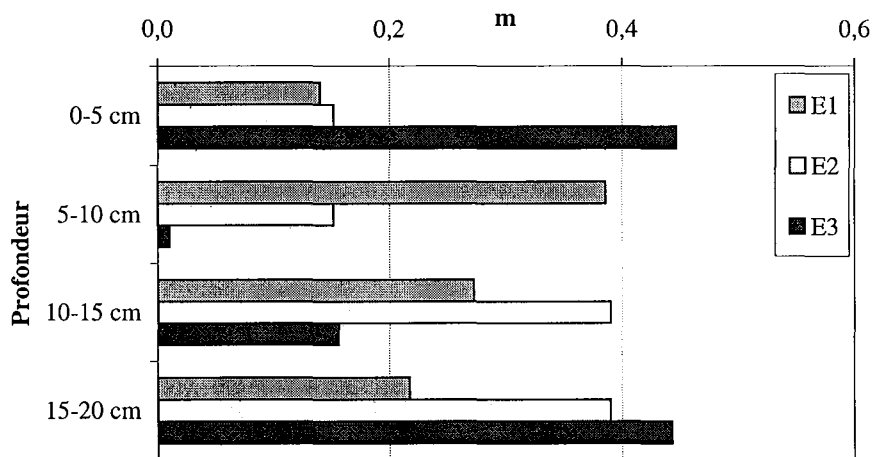


Figure III.47 - Comparaison des valeurs optimisées du paramètre  $m$  pour les 3 essais simulés (Modèle MH multicouche).

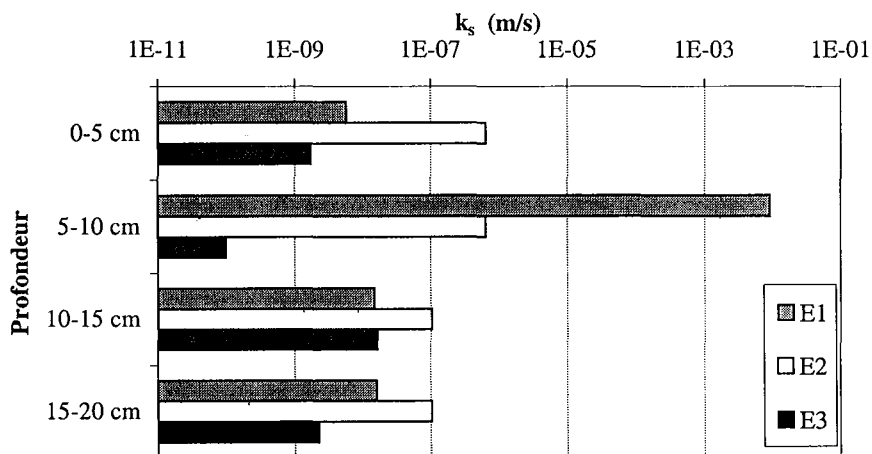


Figure III.48 - Comparaison des valeurs optimisées du paramètre  $k_s$  pour les 3 essais simulés (Modèle MH multicouche).



7.1.2. Modèle bimodal (MB)

Les figures III.49 à III.52 comparent les valeurs des paramètres  $\alpha_2$ ,  $m_2$ ,  $k_s$  et  $\mu$  obtenues par optimisation avec le modèle MB pour les 3 essais simulés. Contrairement à l'essai E1,  $\alpha_2$  semble augmenter avec la profondeur pour les essais E2 et E3 traduisant une augmentation de la taille des macropores. Pour l'essai E3, cela s'expliquerait par le fait qu'au voisinage de l'optimum, les vides inter-mottes se réduisent ce qui fait que l'énergie de compactage reçue par une couche est directement absorbée par les mottes argileuses qui se déforment réduisant la taille de leurs pores internes et aucune énergie ne se transmet aux couches inférieures. Pour l'essai E2, il semblerait que l'augmentation de l'épaisseur des couches produit le même effet.

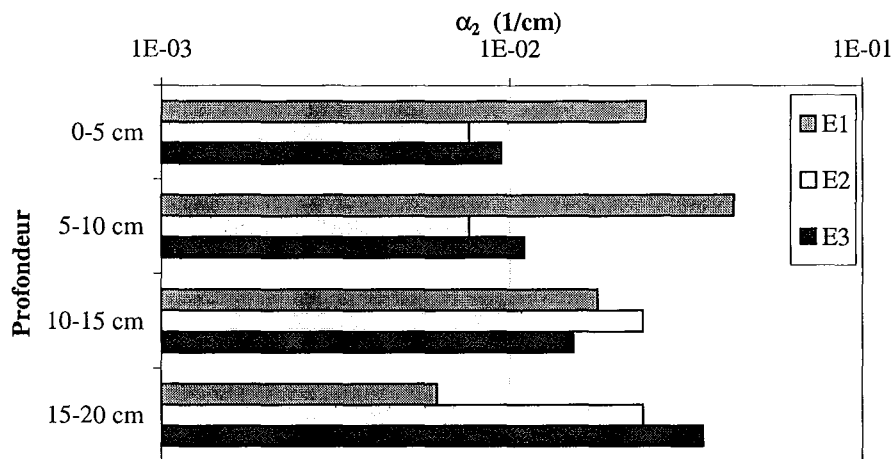


Figure III.49 - Comparaison des valeurs optimisées du paramètre  $\alpha_2$  pour les 3 essais simulés (Modèle MB multicouche).

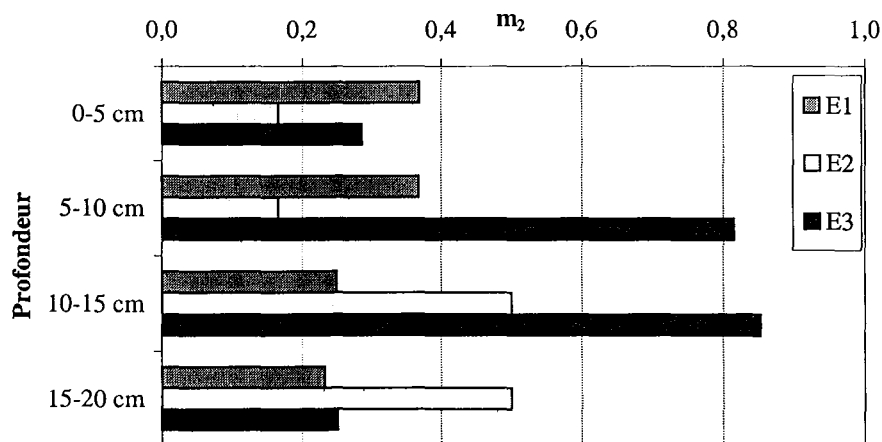


Figure III.50 - Comparaison des valeurs optimisées du paramètre  $m_2$  pour les 3 essais simulés (Modèle MB multicouche).

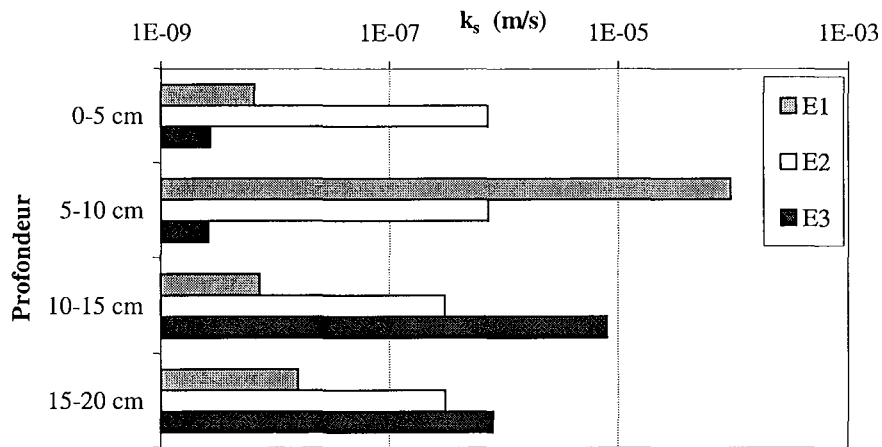


Figure III.51 - Comparaison des valeurs optimisées du paramètre  $k_s$ , pour les 3 essais simulés (Modèle MB multicouche).

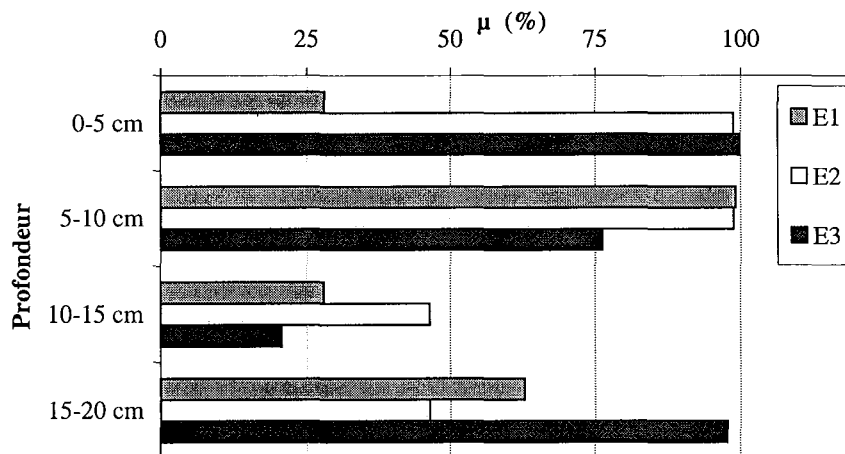


Figure III.52 - Comparaison des valeurs optimisées du paramètre  $\mu$  pour les 3 essais simulés (Modèle MB multicouche).

L'absorption de l'énergie de compactage par les mottes argileuses peut également expliquer l'augmentation du paramètre  $m_2$  avec la profondeur dans les colonnes E2 et E3. Cette évolution indique un élargissement de la gamme des rayons de pores. Concernant la proportion volumique des macropores ( $\mu$ ) et la conductivité hydraulique saturée ( $k_s$ ), les variations restent assez aléatoires et aucune explication ne saurait être donnée vu le faible nombre d'essais simulés. En effet, ces deux grandeurs ne dépendent pas uniquement de la taille et de la distribution dimensionnelle des macropores mais également des propriétés de la matrice du sol. Notons par ailleurs que la macroporosité est assez élevée et supérieure à 75 % dans la première couche de la colonne E2 et pour la presque totalité de la colonne E3. Pour cette dernière, cela confirme qu'au voisinage de l'optimum, la distribution des pores serait plutôt unimodale et il paraît plus judicieux de s'en tenir pour cette colonne aux résultats obtenus avec le modèle MH sauf pour la couche 2 où le modèle bimodal serait plus adéquat comme nous le verrons sur les courbes de rétention dans le paragraphe

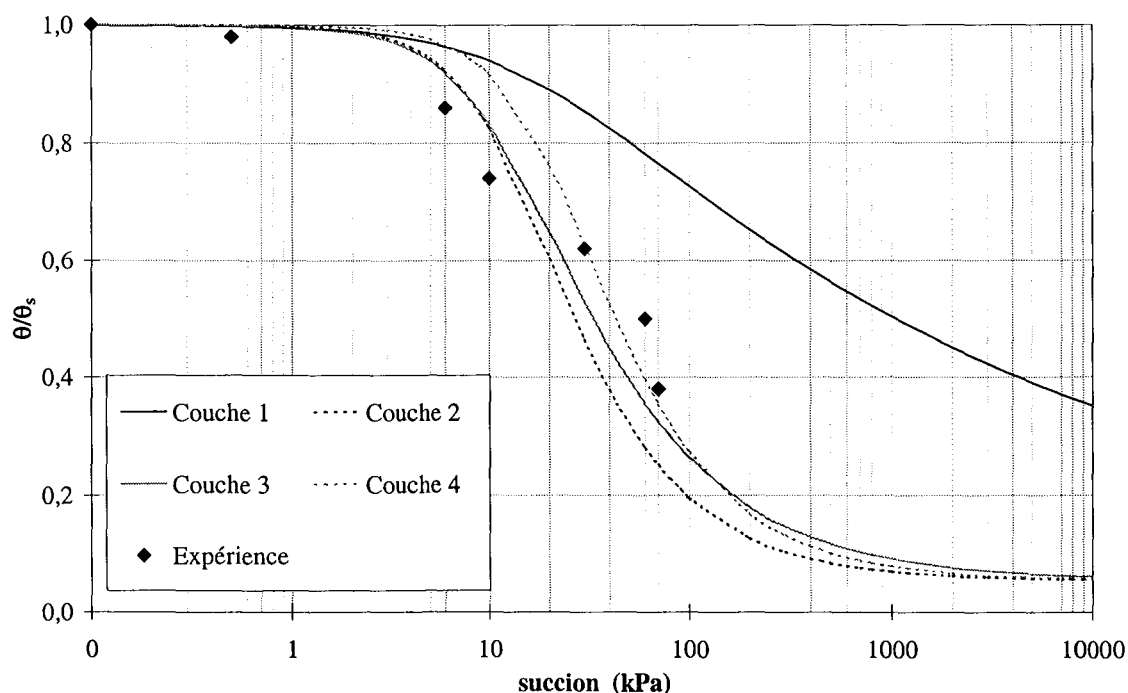
suivant. Ceci reste valable également pour l'essai E2 où l'augmentation de l'épaisseur des couches de compactage semble conduire à une distribution unimodale des rayons des pores.

## 7.2. Courbes de rétention de l'humidité

### 7.2.1. Modèle unimodal (MH)

Les figures III.53 à III.55 représentent les courbes de rétention obtenues avec les paramètres optimisés pour le modèle MH dans sa configuration multicouche et pour les 3 essais considérés. Si elles restent globalement assez proches des courbes expérimentales, des différences plus ou moins significatives apparaissent pour les différentes couches de compactage. Cela reflète très bien les variations de la taille et de la distribution dimensionnelle des pores en fonction de l'effort de compactage reçu par la couche de sol.

Plus généralement et si l'on compare les courbes de rétention obtenues pour les essais E1 et E3, on peut noter une augmentation de la pression d'entrée d'air avec la teneur en eau de compactage. Cela correspond logiquement à une diminution de la taille moyenne des pores en s'approchant de l'optimum. Par ailleurs, bien que l'effort de compactage mis en œuvre soit différent, les résultats obtenus pour les essais E1 et E2 montrent un léger accroissement de la pente de la courbe de rétention et une augmentation de la pression d'entrée d'air, donc une diminution des rayons des pores due à l'augmentation du nombre de couches de compactage. Ces évolutions correspondent aux constatations expérimentales de Tinjum *et al.* (1997).



**Figure III.53 - Courbes de rétention obtenues avec les paramètres optimisés pour les différentes couches de la colonne de sol (Modèle MH, essai E1).**

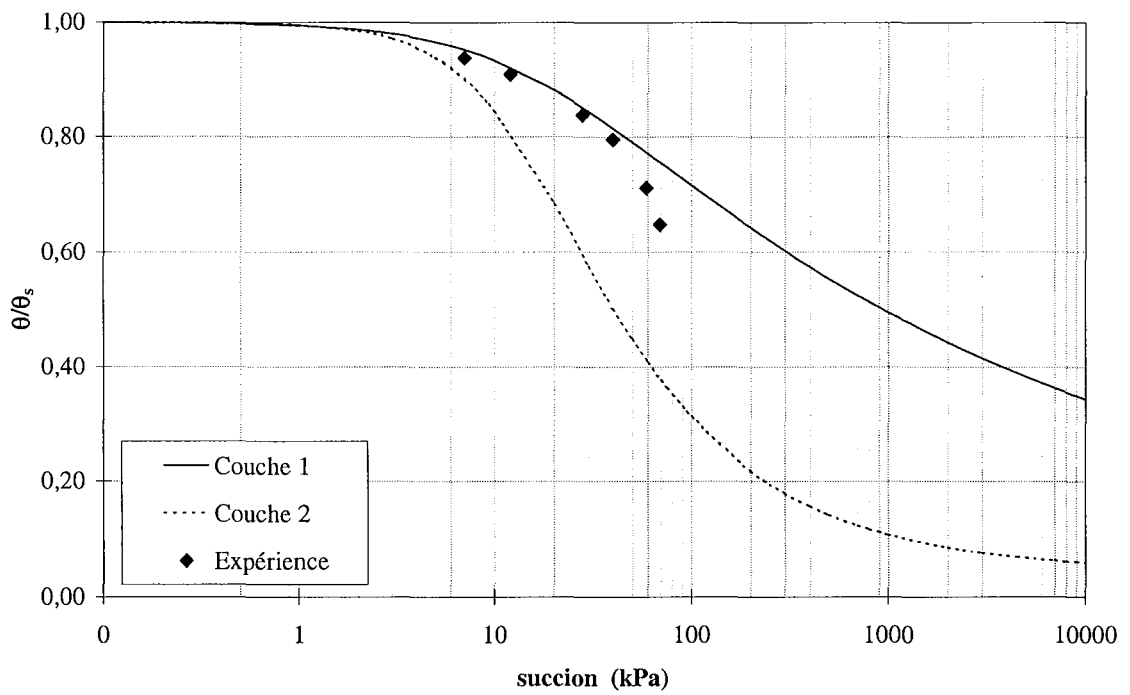


Figure III.54 - Courbes de rétention obtenues avec les paramètres optimisés pour les différentes couches de la colonne de sol (Modèle MH, essai E2).

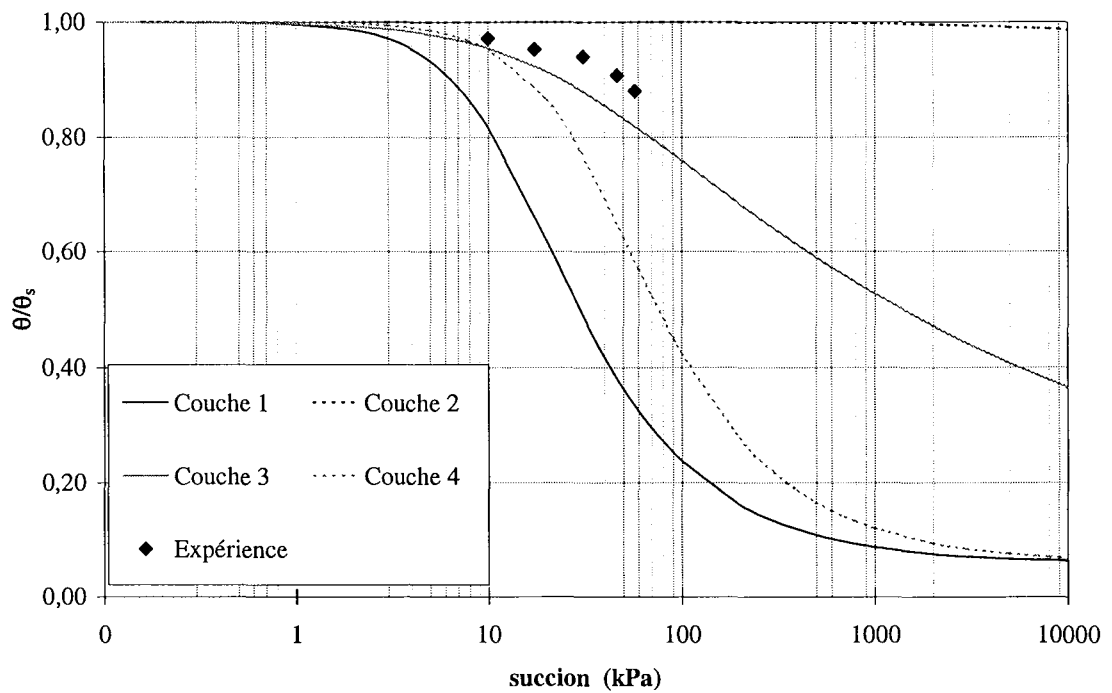
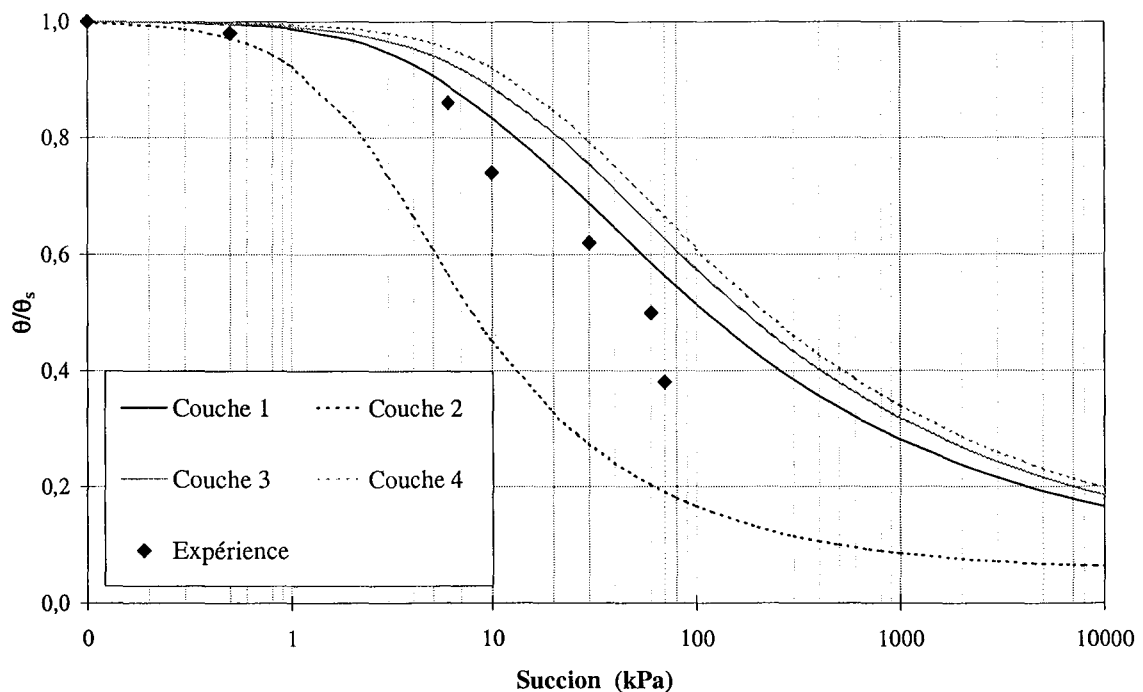


Figure III.55 - Courbes de rétention obtenues avec les paramètres optimisés pour les différentes couches de la colonne de sol (Modèle MH, essai E3).

### 7.2.2. Modèle bimodal (MB)

Les figures III.56 et III.58 représentent les courbes de rétention obtenues avec les paramètres optimisés du modèle MB pour les 3 essais considérés. En plus des remarques d'ordre global formulées pour les courbes obtenues avec le modèle MH, il est intéressant de noter que même lorsque la courbe de rétention unimodale présente une allure clairement éloignée de la réalité, comme cela a été le cas pour la couche 1 de la colonne E1 et la couche 2 de la colonne E3, le modèle bimodal s'est montré capable de fournir une courbe plus réaliste.

Par ailleurs, les courbes de rétention bimodales et unimodales obtenues par l'inversion restent globalement assez proches entre elles. Cela confirme les résultats de Mohanty *et al.* (1997) sur des sols naturels. L'existence des macropores dans les sols compactés ne semble donc pas modifier de façon significative la rétention de l'eau dans le sol, sauf dans le cas où un défaut de compactage est manifeste comme cela semble être le cas pour la couche 2 de la colonne E1 et la couche 2 de la colonne E3.



**Figure III.56** - Courbes de rétention obtenues avec les paramètres optimisés pour les différentes couches de la colonne de sol (Modèle MB, essai E1).

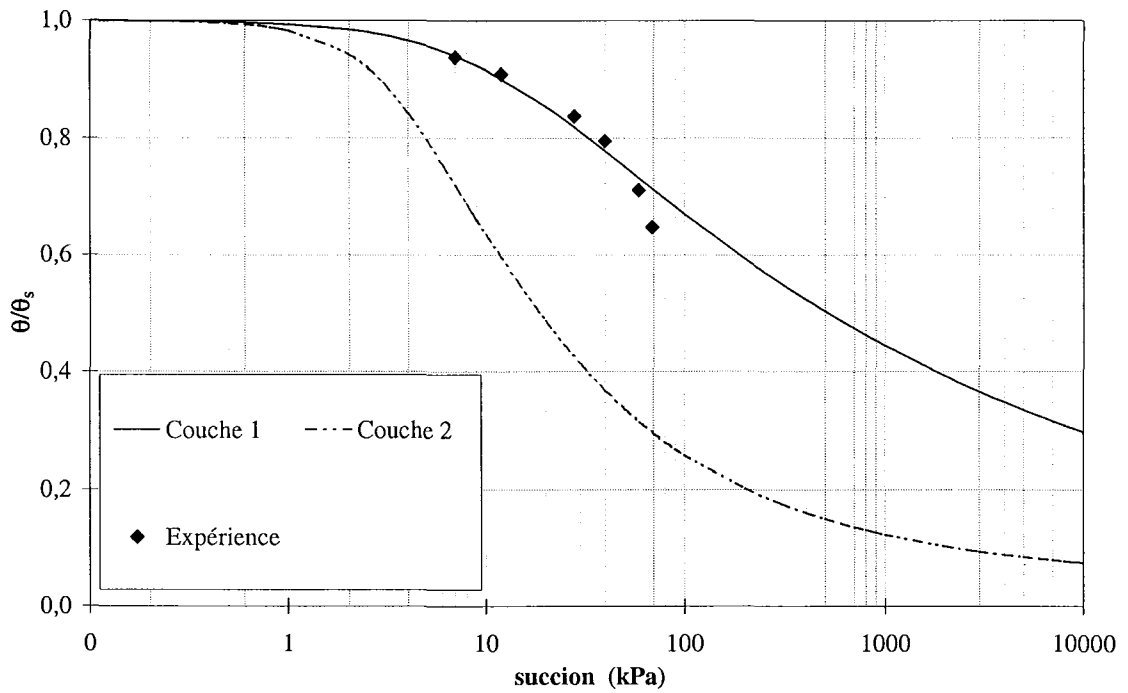


Figure III. 57 - Courbes de rétention obtenues avec les paramètres optimisés pour les différentes couches de la colonne de sol (Modèle MB, essai E2).

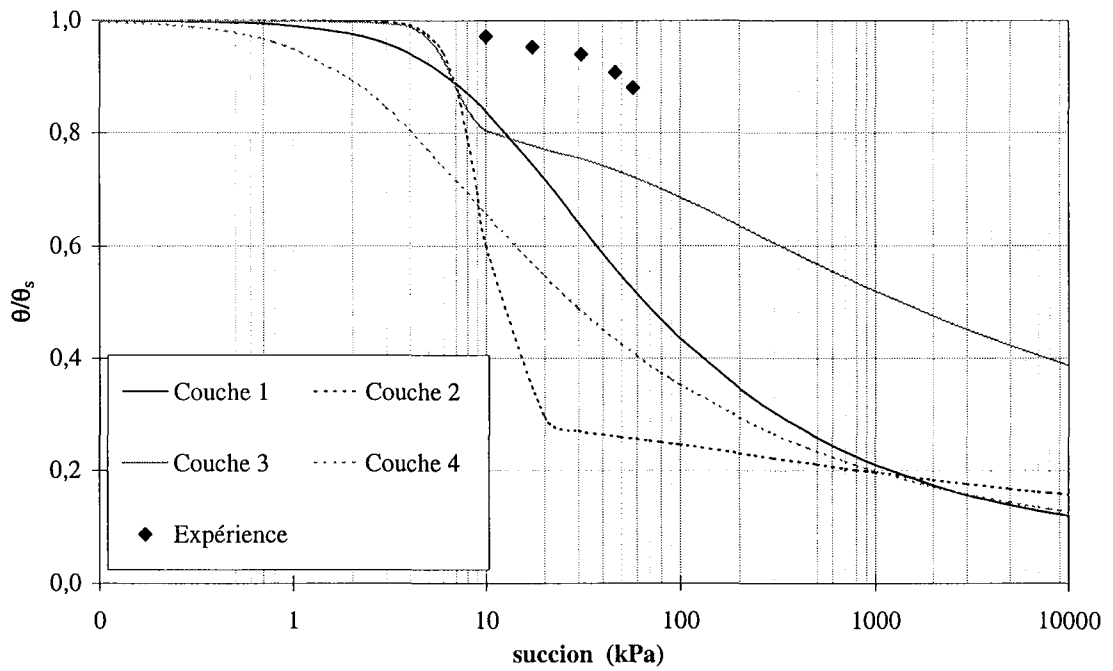


Figure III. 58 - Courbes de rétention obtenues avec les paramètres optimisés pour les différentes couches de la colonne de sol (Modèle MB, essai E3).

### 7.3. Courbes de conductivité hydraulique

Les estimations expérimentales de la conductivité hydraulique obtenues par Amraoui (1996), pour les 3 essais considérés, ne couvrent qu'un intervalle limité de succion (1 à 10 kPa). Afin de juger les courbes obtenues par l'optimisation des paramètres de façon plus générale, nous les comparerons également à des données plus complètes obtenues par Ed Diny (1993), à partir de 3 essais de drainage menés sur le même sol (tableau III.12). Bien qu'il ne s'agisse pas d'essais d'infiltration, et même si les densités et les teneurs en eau initiales du sol ne sont pas identiques à celles des essais E1, E2 et E3, ces données nous permettront de nous faire une idée sur l'évolution de la conductivité hydraulique du limon de Jossigny à plus fortes succions.

Essai	$\theta_i$ [%]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Ed Diny 1	28,05	17,0
Ed Diny 2	34,44	16,4
Ed Diny 3	39,00	15,0

**Tableau III.12 - Conditions initiales pour les 3 essais de drainage réalisés sur le limon de Jossigny (Ed Diny, 1993).**

#### 7.3.1. Modèle unimodal (MH)

Les figures III.59 à III.61 montrent les courbes de conductivité hydraulique obtenues par l'inversion du modèle MH pour les 3 essais considérés. Elles s'avèrent d'une manière globale, relativement proches des courbes expérimentales, notamment pour l'essai E3 (même si la courbe de la couche 2 reste ici aussi assez éloignée). Notons tout de même que l'estimation de la conductivité hydraulique par l'analyse des profils expérimentaux de succion, qui n'est autre qu'une méthode inverse simplifiée, paraît engendrer une légère sous-estimation de la conductivité hydraulique à l'approche de la saturation. Cette sous-estimation est toutefois moins importante lorsque la colonne est compactée à une teneur en eau proche de l'optimum (essai E3). Cela s'explique par l'effet des macropores à faibles succions qui comme nous l'avons déjà signalé, serait d'autant moins significatif que l'on se rapproche de l'optimum, sur la branche sèche de la courbe de compactage.

Pour de plus fortes succions, on peut noter une bonne concordance des courbes de conductivité hydraulique obtenues par optimisation avec les estimations expérimentales de Ed Diny (1993), si l'on tient compte des différences des conditions d'essai. Il est à signaler par ailleurs, que le modèle bimodal semble aboutir à des courbes de conductivité hydraulique plus homogènes à l'échelle de la colonne, avec les essais E3 et E2. On peut penser donc que la teneur en eau de compactage proche de l'optimum peut expliquer la faiblesse de l'effet des macropores pour le premier essai. Pour le deuxième en revanche, on peut supposer que l'augmentation de l'épaisseur des couches de compactage engendre des pores de dimensions plus importantes dans les mottes argileuses avec

lesquels les macropores peuvent être intégrés pour donner une distribution dimensionnelle unimodale.

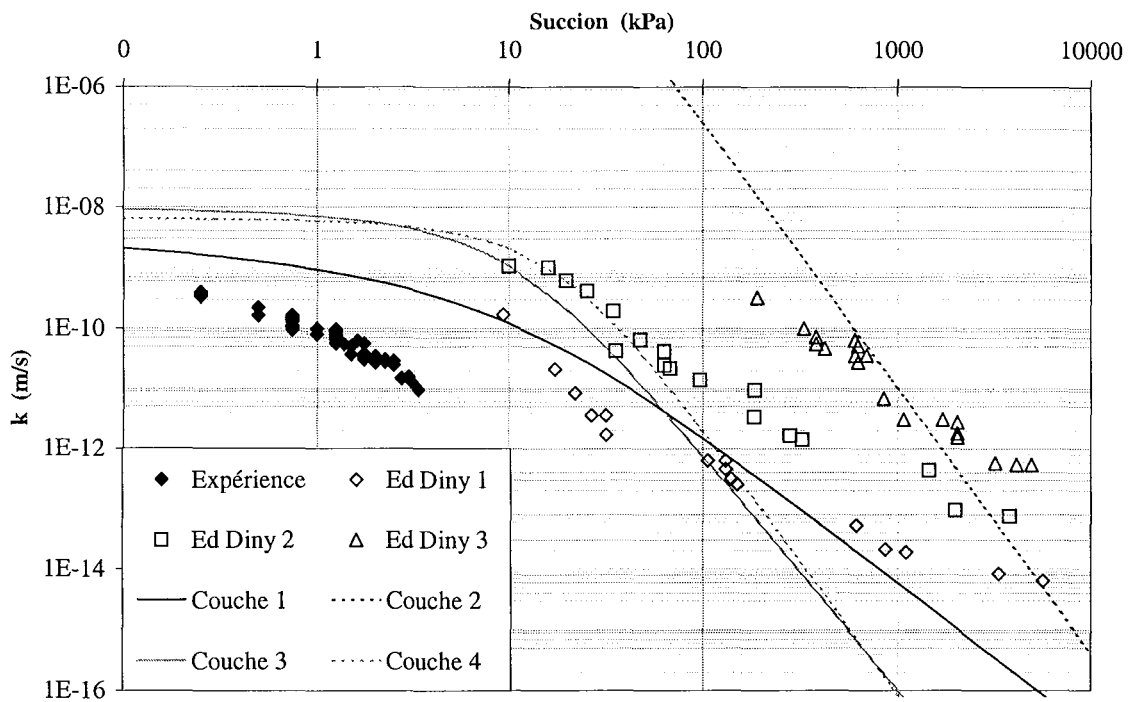


Figure III.59 - Courbes de conductivité hydraulique obtenues avec les paramètres optimisés pour les différentes couches de la colonne de sol (Modèle MH, essai E1).

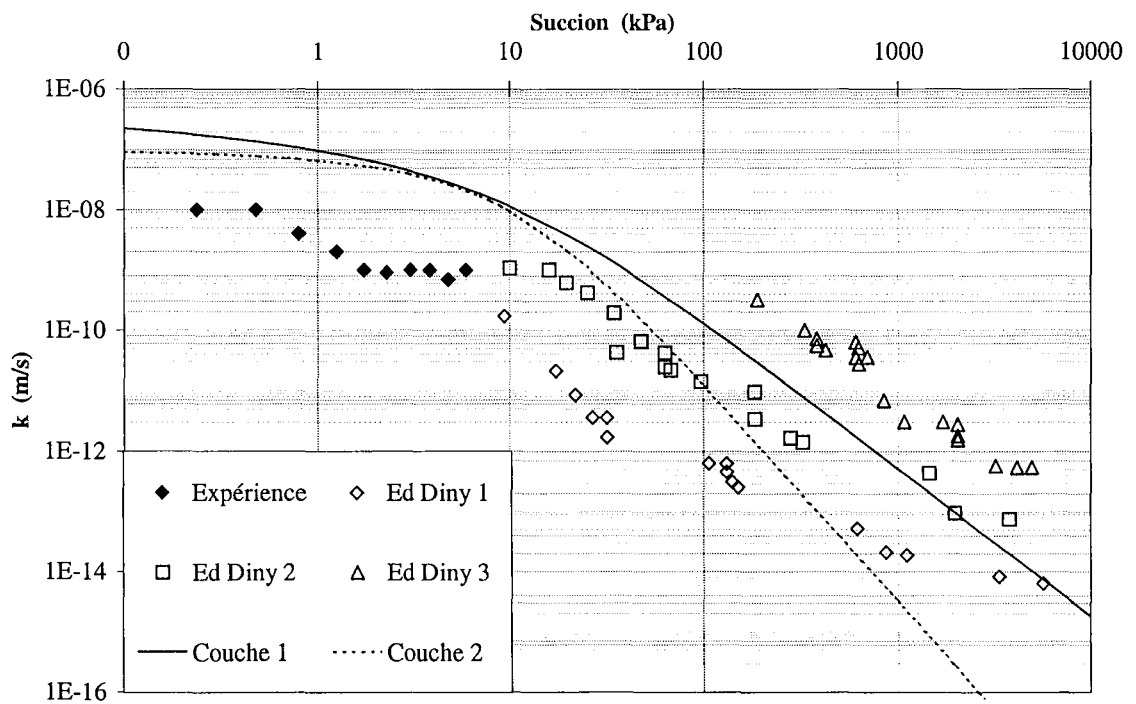
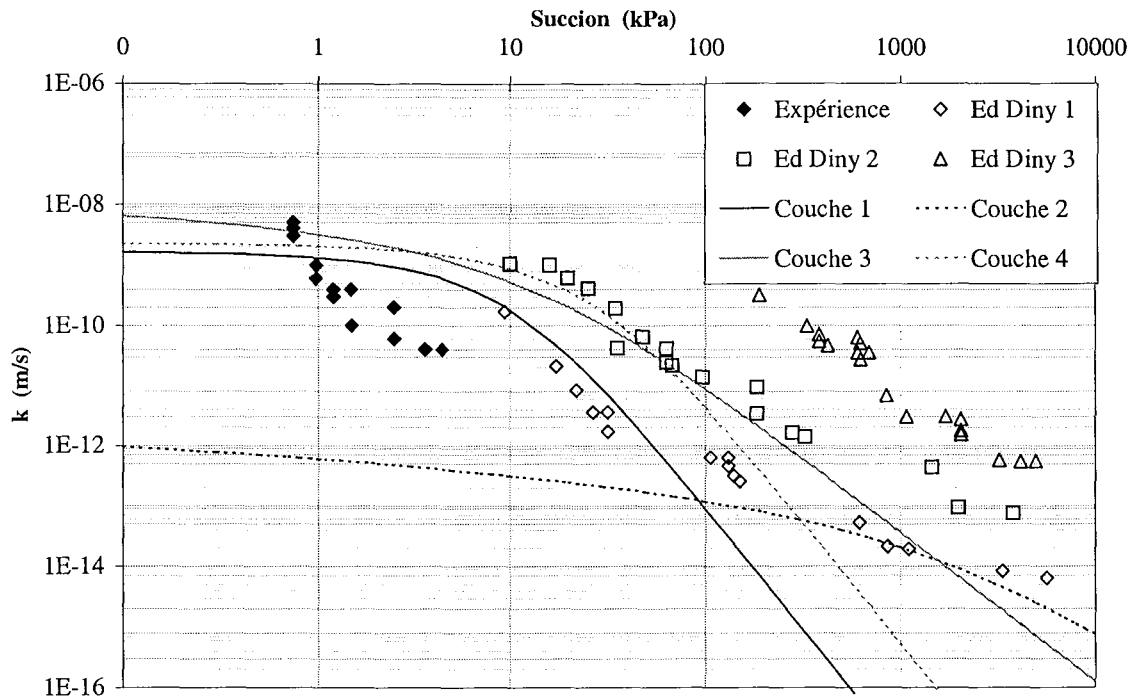


Figure III.60 - Courbes de conductivité hydraulique obtenues avec les paramètres optimisés pour les différentes couches de la colonne de sol (Modèle MH, essai E2).





**Figure III.61** - Courbes de conductivité hydraulique obtenues avec les paramètres optimisés pour les différentes couches de la colonne de sol (Modèle MH, essai E3).

Toutefois, étant donné le faible nombre d'essais simulés, il convient de rester prudent. En effet, le décalage observé de la courbe correspondant à la couche 2 de la colonne E1, peut éventuellement avoir pour origine, un problème lié à la réalisation de l'essai, tel qu'un défaut de compactage ou un décollement de la paroi, qui auraient pu provoquer l'augmentation assez spectaculaire de la conductivité de cette couche.

### 7.3.2. Modèle bimodal (MB)

Les courbes de conductivité hydraulique obtenues par l'inversion du modèle MB pour les 3 essais considérés sont représentées sur les figures III.62 à III.64. Par rapport à celles obtenues avec le modèle MH, ces courbes présentent des allures assez éloignées. L'effet de la macroporosité est vraisemblablement plus important sur la conductivité hydraulique, qu'il ne l'est sur la rétention de l'humidité. En effet, les macropores du fait de leur taille plus importante, se remplissent à des succions plus faibles ce qui fait qu'il ne retiennent pas l'eau mais la font plutôt circuler et influencent par conséquent, plus la conductivité hydraulique que la teneur en eau du sol. Ceci rejoint les résultats de Zurmühl et Durner (1998) sur un sol naturel macroporeux.

Toutefois, il faut signaler que si le modèle bimodal paraît mieux convenir pour l'essai E1. Les résultats obtenus pour l'essai E3, et dans une moindre mesure, pour l'essai E2 sont plus contrastés et les courbes obtenues avec le modèle unimodal pour ces 2 essais, nous paraissent plus réalistes. Cela se confirme particulièrement pour l'essai E3, si l'on compare les résultats de l'optimisation avec les mesures de Ed Diny (1993). En effet pour cet essai, la courbe de la couche 3 s'avère être

très éloignée des points expérimentaux. L'explication peut bien entendu être recherchée dans la teneur en eau de compactage ou dans le mode de compactage. Mais le faible nombre d'essais simulés nous invite à rester prudents.

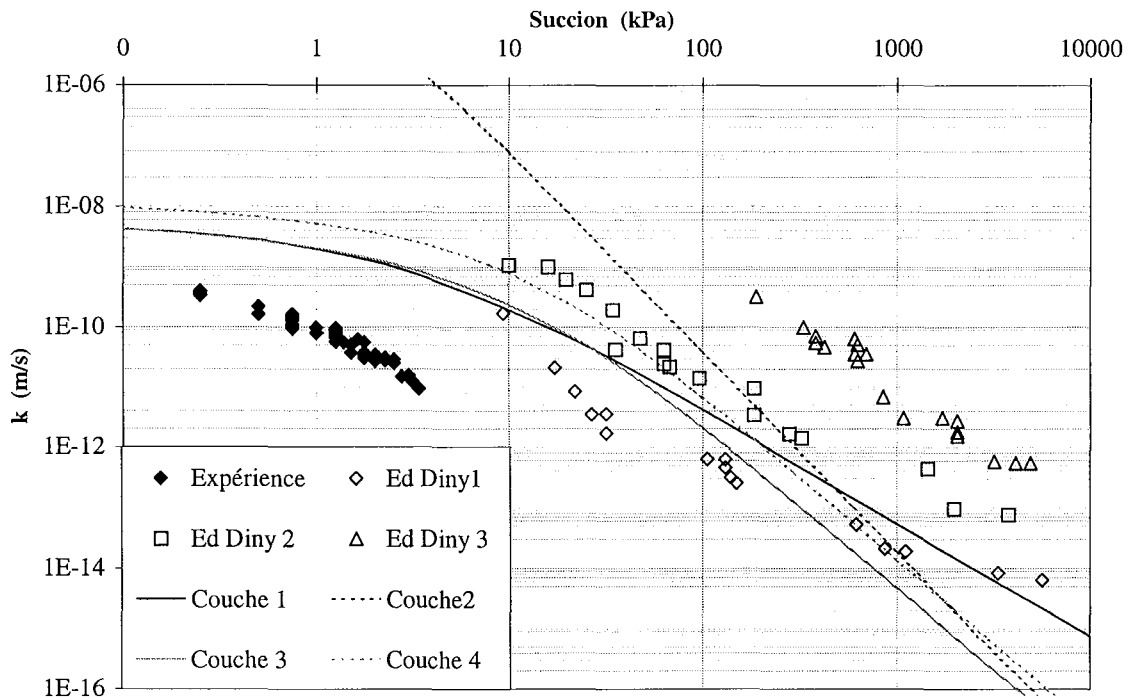


Figure III.62 - Courbes de conductivité hydraulique obtenues avec les paramètres optimisés pour les différentes couches de la colonne de sol (Modèle MB, essai E1).

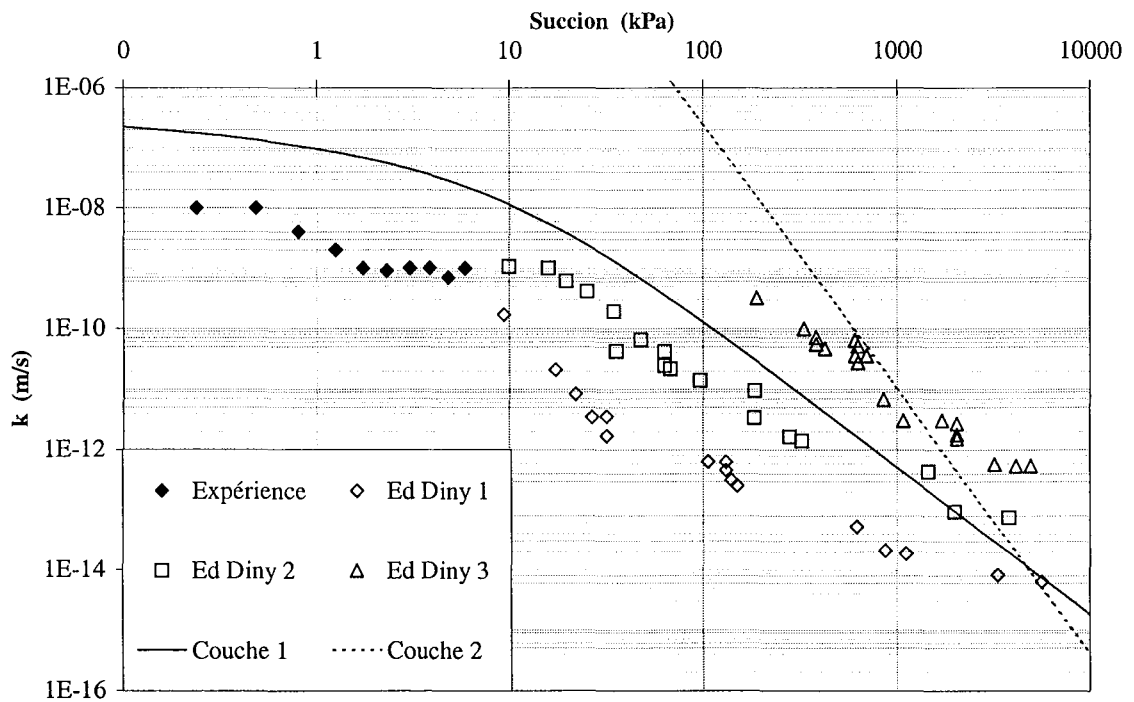
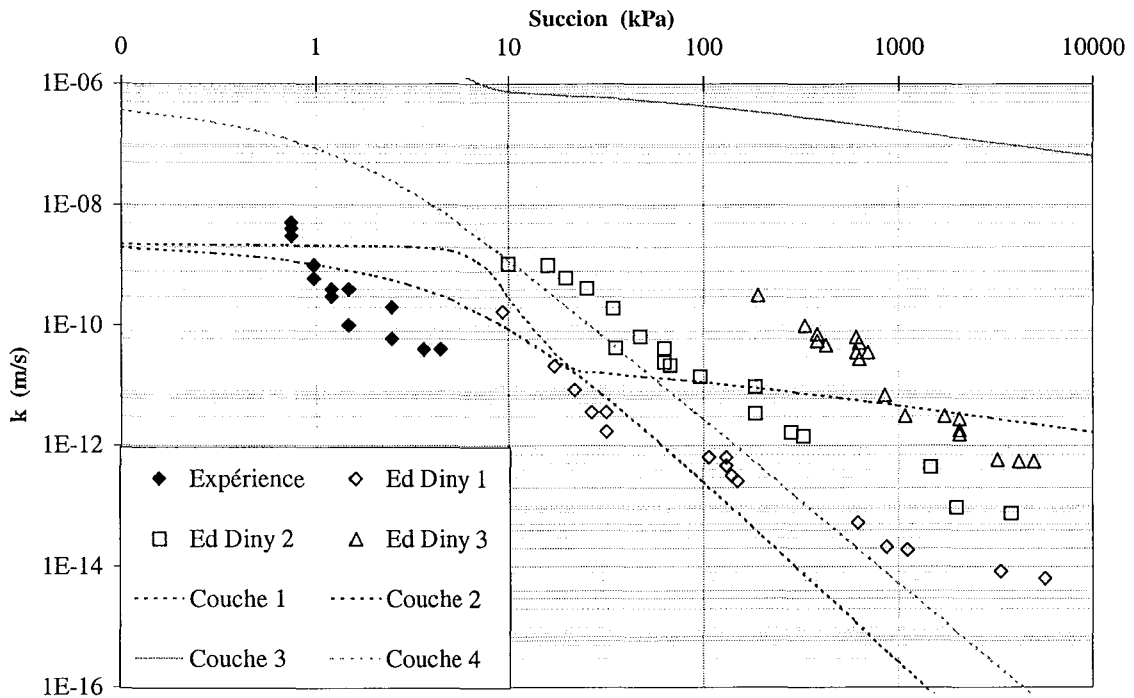


Figure III.63 - Courbes de conductivité hydraulique obtenues avec les paramètres optimisés pour les différentes couches de la colonne de sol (Modèle MB, essai E2).



**Figure III. 64** - Courbes de conductivité hydraulique obtenues avec les paramètres optimisés pour les différentes couches de la colonne de sol (Modèle MB, essai E3).

### 8. CONCLUSION

Dans ce chapitre, une procédure inverse a été développée pour l'estimation des paramètres des 3 modèles présentés dans le chapitre II, à partir des mesures tensiométriques de la pression capillaire. Elle est basée sur l'algorithme de Levenberg - Marquardt.

L'estimation des paramètres du modèle unimodal, si elle a donné une solution unique et stable, a quelques fois, abouti à des paramètres peu réalistes et à des courbes de conductivité hydraulique assez éloignées de l'expérience. Cela ne fait que confirmer que les macropores ne peuvent pas toujours être intégrés dans la distribution dimensionnelle des pores de la matrice du sol.

Le modèle à double conductivité hydraulique, bien qu'il décrive le mécanisme de l'infiltration de manière plus réaliste, n'a pas permis d'obtenir une solution unique lorsque la méthode inverse a été appliquée aux données expérimentales. Cela est à relier au fait que la formulation basée sur une proportionnalité entre la conductivité hydraulique des 2 domaines, ne paraît pas très pertinente. Par ailleurs, la forte corrélation qui existe entre les 2 paramètres de ce modèle complique leur estimation. De plus, nous pensons que le perfectionnement du modèle ne permettra pas l'estimation de ses paramètres, étant donné que le mécanisme d'échange conservera de toute façon, une certaine corrélation entre eux.

Les résultats des calculs inverses suggèrent que l'approche de la distribution bimodale des dimensions des pores, même si elle permet de reproduire les mesures, ne fournit pas toujours des valeurs de paramètres plus interprétables que la distribution unimodale.

Par ailleurs, les résultats montrent que l'effet du compactage n'est pas subi de la même façon dans les différentes couches. Le fait d'homogénéiser la colonne ne permet pas de simuler correctement l'écoulement en particulier, à l'approche de la saturation.

Dans un milieu poreux aussi complexe que les sols compactés, la distribution dimensionnelle des rayons des pores semble donc évoluer entre les deux extrêmes que représentent les modèles unimodal et bimodal et ce, en fonction de la teneur en eau initiale, du mode de compactage, de la densité sèche ainsi que de la nature du sol. Vu le faible nombre d'essais simulés, il ne s'agit là que des tendances qui restent à confirmer. Une étude expérimentale plus approfondie, en utilisant les outils que nous avons développés, permettra certainement d'en dire plus sur ces dépendances.





## CONCLUSION GENERALE

Ce travail nous a permis d'étudier le problème complexe de l'intégration de l'effet des macropores sur le transfert hydrique dans les sols fins compactés. A travers 3 approches de modélisation différentes, nous avons essayé de chercher la meilleure façon de modéliser les écoulements macroporeux. D'abord, par des simulations directes d'essais d'infiltration au laboratoire ; et ensuite au moyen d'une procédure d'optimisation basée sur la méthode inverse.

Le première approche repose sur un modèle d'écoulement non saturé associé à la formulation unimodale de Van Genuchten (1980) – Mualem (1976) pour la conductivité hydraulique et la caractéristique de rétention de l'humidité du sol. Les simulations directes des essais de laboratoire réalisées avec les paramètres hydrodynamiques déterminés expérimentalement, ont permis notamment de mettre en évidence l'effet important de la macroporosité sur l'infiltration. L'inversion du modèle a permis d'améliorer substantiellement les résultats des simulations. Toutefois, les paramètres auxquels elle a abouti ne nous semblent pas toujours réalistes.

La deuxième approche a adopté le concept de la double porosité pour décrire l'écoulement à travers un système combiné de macropores et de micropores. Ce concept a été de loin, le plus utilisé dans la littérature, aussi bien pour les sols naturels que pour les sols compactés, puisqu'il décrit le processus d'infiltration de façon réaliste. Le modèle développé a été simplifié pour réduire au maximum le nombre de paramètres supplémentaires moyennant quelques hypothèses dont la plus discutable est celle de la proportionnalité entre la conductivité hydraulique des deux domaines. Les simulations directes des essais d'infiltration réalisées avec ce modèle ont démontré sa capacité à reproduire les données expérimentales, en dépit de la difficulté rencontrée pour l'estimation de ses paramètres supplémentaires. L'inversion du modèle a montré ses limites notamment en ce qui concerne l'interdépendance entre les paramètres hydrodynamiques des deux domaines, et n'a pas abouti à une solution unique.

La troisième approche plus pragmatique, intègre les macropores dans la distribution dimensionnelle des rayons des pores du sol qui devient alors bimodale. Une formulation simplifiée réduisant à 2, le nombre des paramètres supplémentaires a été utilisée pour effectuer les simulations directes des essais d'infiltration. Elle a fourni des résultats assez concordant avec les mesures, mais a posé les mêmes difficultés pour l'estimation des paramètres supplémentaires que celles rencontrées avec le modèle à double porosité. La procédure inverse nous a permis d'apprécier les résultats fournis par une formulation plus complète de ce même modèle intégrant 4 paramètres supplémentaires. Même si les paramètres optimisés n'ont pas toujours été très réalistes, l'accord entre l'expérience et les simulations a été très satisfaisant.

Pour tous les essais simulés et quel que soit le modèle utilisé, une amélioration très importante des résultats des simulations a pu être obtenue avec les configurations multicouches. Les paramètres obtenus pour les différentes couches de compactage sont par ailleurs, très variables. Cela démontre que la procédure de compactage employée, ne permet pas d'obtenir des colonnes de sol homogènes, du moins en ce qui concerne leurs caractéristiques hydrodynamiques.

La comparaison des courbes optimisées de conductivité hydraulique et de rétention de l'humidité obtenues avec les modèles unimodal et bimodal, avec les courbes expérimentales, pour différents essais d'infiltration réalisés sur le limon de Jossigny, avec des teneurs en eau initiales et des modes de compactage différents, a permis de dégager des tendances intéressantes. D'une part, la distribution dimensionnelle des rayons des pores dans un sol compacté nous paraît varier entre une loi unimodale et bimodale. Loin de l'optimum sur la branche sèche de la courbe de compactage, l'effet des macropores est très important, et le modèle bimodal convient mieux pour décrire les caractéristiques hydrodynamiques du sol. Au voisinage de l'optimum en revanche, la compacité du sol est maximale et la macroporosité est quasiment insignifiante, le modèle unimodal semble alors plus adapté. D'autre part, l'augmentation de l'épaisseur des couches de compactage, a tendance à engendrer une augmentation de la taille des pores dans les mottes argileuses, et les macropores peuvent alors être intégrés à la distribution dimensionnelle des rayons de pores de la matrice du sol. Les modèles unimodal et bimodal fournissent alors des résultats assez proches.

L'approche inverse ne permet pas seulement d'identifier des paramètres difficilement mesurables dans le but de caler un modèle. Elle n'en constitue pas moins un moyen de modélisation puissant qui rend possible l'analyse des résultats, capable de mettre en évidence les incohérences dans les données et de juger la pertinence des hypothèses formulées par les modèles. L'outil développé ici, nous a permis notamment de montrer qu'en matière de modélisation des écoulements préférentiels à travers les macropores, l'approche de la double porosité qui fournit la description la plus réaliste du processus de l'infiltration, n'est pas forcément le meilleur choix. L'écoulement non saturé dans ces conditions, peut toujours être correctement décrit par l'équation de Richards et l'effet de la macroporosité est à intégrer de préférence, dans les équations qui décrivent les propriétés hydrodynamiques du sol.

Les perspectives de ce travail sont nombreuses et variées, tant au niveau de la modélisation et de la technique numérique d'inversion, qu'en ce qui concerne les applications.

Pour ce qui est des modèles développés, le passage à 2 dimensions, permettra la simulation de problèmes à géométrie plus complexes qui correspondraient mieux à des applications *in situ*. Quant à la procédure d'optimisation, les améliorations peuvent être envisagées pour permettre de tenir compte d'observations de nature et d'ordre de grandeur différents, d'une part ; et l'exploitation des informations éventuellement disponibles sur les erreurs de mesures ce qui permettrait avec l'analyse des matrices de covariance, d'estimer les incertitudes sur les paramètres optimisés, d'autre part. Les méthodes probabilistes nous paraissent intéressantes dans ce sens.



Comme applications de ce travail, la réalisation et la simulation d'un nombre plus important d'essais qui restent à définir selon un plan expérimental visant l'étude des relations entre l'état initial, le mode de compactage et les propriétés hydrodynamiques du sol, nous paraît nécessaire. La simulation des problèmes d'infiltration *in situ*, est également à envisager pour des applications plus concrètes sur des sols fins compactés et éventuellement, d'autres matériaux macroporeux.







## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abbaspour K.C., Van Genuchten M.T., Schulin R. et Schläppi E. (1997).** *A Sequential Uncertainty Domain Inverse Procedure for Estimating Subsurface Flow and Transport Parameters.* Water Resources Research, 33 (8), 1879-1892.
- Ackerer Ph., Chardigny E., Lehmann F., Mosé R., Poulard C. et Siegel P. (1996).** *Modélisation des Hydrosystèmes Souterrains : identification des paramètres par approche inverse.* Programme "Environnement, Vie et Société", Journées "Tendances Nouvelles en Modélisation pour l'Environnement", 15-17 Janvier.
- Amraoui N. (1996).** *Etude de l'Infiltration dans les Sols Fins Non Saturés.* Thèse de Doctorat, INPL, Nancy, 325 pages.
- Anderson D.C., Lupo M.J, Rehage J.A., Sai J.O., Shriver R.L., Speake R.C., Brown K.W. et Daniel D.E. (1989).** *Factors Controlling Minimum Soil Liner Thickness.* US-EPA Report, Land Pollution Control Division, HWERL, Cincinnati, OH., USA.
- Averjanov S.F. (1950).** *About Permeability of Subsurface Soils in Case of Incomplete Saturation.* English Collection, n° 7, 19-21.
- Babel M.S., Loof R. et Das Gupta A. (1995).** *Fingered Preferential Flow in Unsaturated Homogeneous Coarse Sands.* Hydrological Sciences, 40 (1), 1-17.
- Babel M.S., Das Gupta A. et Loof R. (1997).** *Simulation of Stable and Unstable Flows in Unsaturated Homogeneous Coarse Sand.* Hydrological Sciences, 42 (1), 49-65.
- Baker R. et Hillel D. (1990).** *Laboratory Tests of a Theory of Fingering During Infiltration into Layered Soils.* Soil Sci. Soc. Am. J., (54), 20-30.
- Benson C.H. et Daniel D.E. (1990).** *Influence of Clods on Hydraulic Conductivity of Compacted Clays.* Journal of Geotechnical Engineering, 116 (8), 1231-1248.
- Benson C.H. (1989).** *A Stochastic Analysis of Water and Chemical Flow through Compacted Soil Liners.* Ph.D. Thesis, Department of Civil Eng., University of Texas, Austin, Texas.
- Beven K.J. et Clarke R.T. (1986).** *On the Variation of Infiltration into a Homogeneous Soil Matrix Containing a Population of Macropores.* Water Resources Research, 22 (3), 383-388.
- Beven K.J. et Germann P. (1981).** *Water Flow in Soil Macropores : II. A Combined Model.* Journal of Soil Science, (32), 15-29.
- Birkholzer J. et Tsang C.-F. (1997).** *Solute Channeling in Unstaurated Porous Media.* Water Resources Research, 33 (10), 2221-2238.
- Booltink H.W. et Bouma J. (1991).** *Physical and Morphological Charcterization of Bypass Flow in a Well-Structured Clay Soil.* Soil Sci. Soc. Am. J., (55), 1249-1254.
- Boyton A.M. et Daniel D.E. (1985).** *Hydraulic conductivity Tests on Compacted Clay.* Journal of Geotechnical engineering, (111), 465-478.
- Broadbridge P. (1987).** *Integrable Flow Equations that Incorporate Spatial Heterogeneity.* Transport in Porous Media, (2), 129-144.
- Bronstert A. (1994).** *Modellierung der Abflussbildung und der Bodenwasserdynamik von Hängen.* Insitut für Hydrologie und Wasserwirtschaft. IHW, Universität Karlsruhe (TH), (46).

- Brooks R.H. et Corey A.T. (1964).** *Hydraulic Properties of Porous Media*. Hydrology Paper n° 3, Colorado State University, Fort-Collins, U.S.A..
- Brown K.W., Green J.W. et Thomas J.C. (1983).** *The Influence of Selected Organic Liquids on the Permeability of Clay Liners*. Proc. 9<sup>th</sup> Annual Research Symposium on Land Disposal of Hazardous Wastes, US-EPA, Cincinnati, OH, USA, EPA-600/9-83-018, 114-125.
- Brown K.W., Thomas J.C. et Green J.W. (1986).** *Field Cell Verification of the Effects of Concentrated Organic Solvents on the Conductivity of Compacted Soils*. Hazardous Waste and Hazardous Materials, vol. 3, 1-19.
- Burdine N.T. (1953).** *Relative Permeability Calculation from Size Distribution Data*. Pet. Trans. Am. Min. Metal. Pet. Eng., (198), 71-78.
- Carlslaw H.S. et Jaeger J.C. (1959).** *Conduction of Heat in Solids*. Oxford University Press, London & New York.
- Carsel R. F. et Parrish R. S. (1988).** *Developing Joint Probability Distribution of Soil-Water Retention Characteristic*. Water Resources Research, (24), 755-769.
- Cazaux D. et Didier G. (1997).** *Évaluation du Temps Critique d'Essai pour les Mesures d'Infiltration en Surface et en Forage - Influence du Degré de Saturation Initial et de la Charge Hydraulique*. Rapport interne 01/97, INSA Lyon - URGÉ Géotechnique.
- Celia M.A., Bouloutas E.T. et Zarba R.L. (1990).** *A General Mass-Conservative Numerical Solution for the Unsaturated Flow Equation*. Water Resources Research, 26 (7), 1483-1496.
- Chavent G. (1974).** *Identification of Functional Parameters Problem in Ground Water*. Disturbed Systems, Ed. Goodson & Polis, Am. Soc. of Mechanical Eng., New York, 31-48.
- Chen C., Thomas D.M., Green R.E. et Wagenet R.J. (1993).** *Two-Domain Estimation of Hydraulic Properties in Macropore Soils*. Soil Sci. Soc. Am. J., (57), 680-685.
- Chen C. et Wagenet R.J. (1992).** *Simulation of Water and Chemicals in Macropore Soils, Part I : Representation of the Equivalent Macropore Influence and its Effect on Soil-Water Flow*. Journal of Hydrology, (130), 105-126.
- Chiasson P., Massiera M. et Comeau S. (1998).** *Characterization of Till Materials Used for Liners at the Red Pine Regional Sanitary Landfill, Canada*. 8<sup>th</sup> Congress of the International Association of Engineering Geology, 21-25 September, Canada.
- Childs E.C. et Collis-George N. (1950).** *The Permeability of Porous Materials*. Proc. Roy. Soc., London, A-201, 392-405.
- Corey A.T. (1994).** *Pore Size Distribution in Indirect Methods for Estimating the Hydraulic Properties of Unsaturated Soils*. Ed. M.Th. Van Genuchten, F.J. Leij & L.J. Lund, Univ. Of California, Riverside, 37-44.
- Crank J. (1956).** *Mathematics of Diffusion*. Clarendon Press., 347 pages.
- Cui Y.J. (1993).** *Etude du Comportement d'un Limon Compacté Non Saturé et de sa Modélisation dans un Cadre Elasto-Plastique*. Thèse de Doctorat, CERMES, ENPC, 297 pages.
- Culligan P.J., Barry D.A. et Parlange J.-Y. (1997).** *Sacling Unstable Infiltration in the Vadoze Zone*. Can. Geotech. J., 34, 466-470.
- Daniel D.E. (1984).** *Predicting Hydraulic Conductivity of Clay Liners*. ASCE Journ. Of Geotechn. Eng., (110), 285-300.
- Daniel D.E., Trautwien S.J., Boynton S.S. et Foreman D.E. (1984).** *Permeability Testing with Flexible-Wall Permeameters*. ASTM, Geotechnical Testing Journal, 7 (3), 113-122.

- Daniel D.E. et Benson C.H. (1990).** *Water Content – Density Criteria for Compacted Soil Liners.* ASCE Journ. Of Geotechn. Eng., 116 (12), 1811-1830.
- Daniel D.E. et Brown K.W. (1988).** *Landfill Liners : How Well Do They Work and What is their Future ?* Land Disposal of Hazardous Waste, Engineering and Environmental Issues, Ellis Horwood Ltd., Chichester, Angleterre.
- Davidson M.R. (1984).** *A Green-Ampt Model of Infiltration in a Cracked Soil.* Water Resources Research, 20 (11), 1685-1690.
- Day S.R. et Daniel D.E. (1985).** *Hydraulic Conductivity of Two Prototype Clay Liners.* ASCE Journ. Geotechn. Eng., 111 (8), 957-970.
- Diaw E.H.B. (1996).** *Modélisation du Transfert d'Eau en Milieu Poreux Non Saturé : Application à l'Etude de la Recharge des Nappes d'Eaux Souterraines en Région Soudan-Sahélienne.* Thèse de Doctorat, Université Louis Pasteur - Strasbourg, 239 pages.
- Ed Diny S. (1993).** *Etude Expérimentale des Transferts Hydriques et du Comportement Mécanique d'un Limon Non Saturé.* Thèse de Doctorat, INPL, Nancy, 177 pages.
- Edwards W.M., Van der Ploeg R.R. et Ehlers W. (1979).** *A Numerical Study on the Effects of Noncapillary-Sized Pores upon Infiltration.* Soil Sci. Soc. Am. J., (43), 851-856.
- Elsbury B.R., Daniel D.E., Sraders G.A. et Anderson D.C. (1988).** *Lessons Learned from a Compacted Clay Liner.* ASCE Texas Section Fall Meeting, College Station, 6-8 Octobre.
- Faeh A.O. (1997).** *Understanding the Processes of Discharge Formation under Extreme Precepitation : A study based on the numerical simulation of hillslope experiments.* Ph.D. Thesis, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich, Suisse, 197 pages.
- Farrel D.A. et Larson W.E. (1972).** *Modeling the Pore Structure of Porous Media.* Water Resources Research, (3), 699-706.
- Field J.A., Parker J.C. et Powell N.L. (1984).** *Comparison of Field- and Laboratory-Measured and Predicted Hydraulic Properties of a Soil with Macropores.* Soil Science, 138 (6), 385-396.
- Fredlund D.G. et Xing A. (1994).** *Equations for the Soil-Water Characteristic Curve.* Can. Geotechn. Journal, (31), 521-532.
- Fredlund D.G. Xing A. et Huang S. (1994).** *Predicting the Permeability Function for Unsaturated Soils using the Soil- Water Characteristic Curve.* Can. Geotechn. Journal, (31), 533-546.
- Gardner W.R. (1958).** *Some steady State Solutions of the Unsaturated Moisture Flow Equation with Application to Evaporation from a Water Table.* Soil Science, (85), 228-232.
- Garnier P. (1996).** *Détermination des Caractéristiques Hydrodynamiques de Sols Déformables par la Méthode Inverse.* Thèse de Doctorat, Université Henri Poincaré - Nancy 1, 129 pages.
- Gerke H.H. et Van Genuchten M.Th. (1993).** *A Dual-Porosity Model for Simulating the Preferential Movement of Water and Solutes in Structured Porous Media.* Water Resources Research, (29), 305-319.
- Germann P. et Beven K. (1981<sup>a</sup>).** *Water Flow in Soil Macropores : I. An Experimental Approach.* Journal of Soil Science, (32), 1-13.
- Germann P. et Beven K. (1981<sup>b</sup>).** *Water Flow in Soil Macropores : III. A Statistical Approach.* Journal of Soil Science, (32), 31-39.

- Grant S.A., Jabro J.D., Fritton D.D. et Baker D.E. (1991).** *A Stochastic Model of Infiltration which Simulates « Macropore » Soil Water Flow.* Water Resources Research, 27 (7), 1439-1446.
- Green R.E. et Corey J.C. (1971).** *Calculation of Hydraulic Conductivity : a Further Evaluation of some Predictive Methods.* Soil Sci. Soc. Am. Proc., (35), 3-8.
- Gribb M.M. (1996).** *Parameter Estimation for Determining Hydraulic Properties of a Fine Sand from Transient Flow Measurements.* Water Resources Research, 32 (7), 1965-1974.
- Griffiths D.V. et Fenton G.A. (1997).** *Three-Dimensional Seepage through Spatially Random Soil.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, A.S.C.E., 123 (2), 153-160.
- Haverkamp R., Vauclin M., Touma J., Wierenga P.J. et Vachaud G. (1977).** *A Comparison of Numerical Models for One-Dimensional Infiltration.* Soil Sci. Soc. Am. J., (41), 285-293.
- Hillel D. (1988).** *L'eau et le Sol : Principes et processus physiques.* Collection PEDASUP 5, 288 pages.
- Hoogmaed W. B. et Bouma J.(1980).** *A Simulation Model fo Predicting Infiltration into Cracked Caly Soil.* Soil Sci. Soc. Am. Journ., (44), 458-461.
- Hosang J. (1993).** *Modelling Preferential Flow of Water in Soils : A Two-Phase Approach for Field Conditions.* Geoderma, (58), Elsevier Science Publishing, Amesterdam, 149-163.
- Horton R.E. (1942).** *Remarks on Hydrological Technology.* EOS Trans. AGU, (23), 479-482.
- Hursh C.R. (1944).** *Report of the Subcommitee on Subsurface Flow.* EOS Trans. AGU, (25), 743-746.
- Irmay S. (1954).** *On the Hydraulic conductivity of Unsaturated Soils.* Trans. Amer. Geophys. Union, (35), 463-468.
- Jarvis N.J., Jansson P.-E., Dik P.E. et Messing I. (1991).** *Modelling Water and Solute Transport in Macroporous Soil : I. Model Description and Sensitivity Analysis.* Journal of Soil Science, (42), 59-70.
- Jayawickrama W.P. (1990).** *Liquid Transfer through Preferential Flow Paths in Compacted Clay.* Thèse Ph.D., Texas A & M University, USA, 144 pages.
- Jayawickrama W.P. (1992).** *Transit Times through Compacted Clay Liners.* Unsaturated Soils, S.L. Houston & W.K. Wray Editors, Geotechnical Special Publication N°. 39.
- Juarez-Badillo E. (1975).** *Constitutive Relationships for Soils.* Symposium on Recent Developments in the Analysis of Soil Behaviour and their Application to Geotechnical Structures, U.N.S.W., July , Australia.
- Kitanidis P.K. (1997).** *The Minimum Structure Solution to the Inverse Problem.* Water Resources Research, 33 (10), 2263-2272.
- Kool J.B. et Parker J.C. (1987).** *Development and Evaluation of Closed-Form Expressions for Hysteretic Soil Hydraulic Properties.* Water Resources Research, 23 (1), 105-114.
- Kool J.B. et Parker J.C. (1988).** *Analysis of the Inverse Problem for Transient Unsaturated Flow.* Water Resources Research, 24 (6), 817-830.
- Kosugi K. (1996).** *Lognormal Distribution Model for Unsaturated Soil Hydraulic Properties.* Water Resources Research, 32 (9), 2697-2703.
- Klute A. (1986).** *Methods of Soil Analysis, Part I: Physical and Mineralogical Methods.* Agronomy Series, 2<sup>nd</sup> Ed, (9), Am. Soc. of Agronomy Inc., Madison, Wisconsin..



- Kozeny J. (1927).** *Über Kapillare des Wassers im Boden.* Sitzungsber. Akad. Wiss., Wien, 136, 760-765.
- Kunze R.J., Uehara G. et Graham K. (1968).** *Important Factors in the Calculation of the Hydraulic Conductivity.* Soil Sci. Soc. Am. Proc., (32), 760-765.
- Lambe T.W. (1958).** *The Structure of Compacted Clay.* Journal of the ASCE Soil Science and Foundation Division, (84), n° SM2, 1-35.
- Lehmann F. (1996).** *Hydrodynamique en Milieux Poreux Hétérogènes Non Saturés : Identification des Paramètres par Approche Inverse.* Thèse de Doctorat, Université Louis Pasteur - Starsbourg, 170 pages.
- Lehmann F. et Ackerer Ph. (1995).** Identification de Paramètres Hydrodynamiques en Milieux Poreux Hétérogènes Non Saturés. Hydrogéologie, (4), 67-74.
- Lehmann F. et Ackerer Ph. (1997).** Determining Soil Hydraulic Properties by Inverse Method in One-Dimensional Unsaturated Flow. J. Environ. Qual., (26), 76-81.
- Levenberg K (1944).** *A Method for the Solution of Certain Non Linear Problems in Least Squares.* Quarterly of Applied Mathematics, (2), 164-168.
- Li Y. et Ghodrati M. (1997).** *Preferential Transport of Solute through Soil Columns Containing Constructed Macropores.* Soil Sci. Soc. Am. J., (61), 1308-1317.
- Lin J.T. (1989).** *Water Permeability of Clay Sediment - Theory of Seepage Consolidation.* Applied Clay Science, (4), 247-262.
- Lin J.T. et Govindaraju R.S. (1996).** *Conductivity of Soils with Preferential Flow Paths.* Proceeding of the HSRC/WERC Conference on the Environment, Great Plain / Rocky Mountain Hazardous Substance Research Center.
- Marle C. (1972).** *Cours de production : Les Écoulements Polyphasiques en Milieux Poreux.* I.F.P., E.N.S.P.M., Éditions Technip, Paris, 299 pages.
- Marquardt D.W. (1963).** *An Algorithm for Least-Squares Estimation on Non-Linear Parameters.* J. Soc. Ind. Appl. Math., (11), 431-441.
- Marshall T.J. (1958).** *A Relation between Permeability and Size Distribution of Pores.* J. Soil Sci., (9), 1-8.
- Masrouri F. (1996).** *Comportement Hydro-Mécanique des Sols Polyphasiques.* Mémoire d'Habilitation à Diriger des Recherches, INPL, Nancy, 144 pages.
- McBratney A.B. et Moran C.J. (1990).** *A Rapid Method of Analysis for Soil Macropore Structure : II. Stereological Model, Statistical Analysis and Interpretation.* Soil Sci. Soc. Am. J., (54), 509-515.
- McLaughlin D. et Townley L.R. (1996).** *A Reassessment of the Ground-Water Inverse Problem.* Water Resources Research, 32 (5), 1133-1161.
- Meerdink J., Benson C. et Khire M. (1996).** *Unsaturated Hydraulic Conductivity of Two Compacted Barrier Soils.* ASCE J. Geotechn. Eng., 122 (7), 565-576.
- Mitchel J.K., Hooper D.R. et Campanella R.G. (1965).** *Permeability of Compacted Clays.* Journal of the ASCE Soil Science and Foundation Division, vol. 91, n° SM4, pp. 41-65.
- Mohanty B.P., Bowman R.S., Hendrickx M.H. et Van Genuchten M.T. (1997).** *New Piecewise-Continuous Functions for Modeling Preferential Flow in an Intermittent-Flood-Irrigated Field.* Water Resources Research., 33 (9), 2049-2063.

- Mualem Y. (1976).** *A New Model for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Porous Media.* Water Resources Research, (12), 513-522.
- Mualem Y. (1986).** *Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils : Prediction and Formulas.* Methods of Soil Analysis : Part 1 - Physical and Mineralogical Methods, Agronomy Monograph n° 9, Am. Soc. of Agronomy - Soil Sci. Soc. Am., 799-823.
- Mualem Y. et Degan G. (1978).** *Hydraulic Conductivity of Soils : Unified Approach to the Statistical Models.* Soil Sci. Soc. Am. J., (42), 392-395.
- Neuman S.P. (1973).** *Calibration of Disturbed Parameter Groundwater Flow Models Viewed as a Multiobjective Decision Process under Uncertainty.* Water Resources Research, 9(4), 1006-1021.
- Öberg A.-L. (19..).** *Numerical Simulations of Infiltration Tests In-situ,* Sols Non Saturés/Unsaturated Soils, vol., Alonso & Delage (eds), Paris, pp. -.
- Ogden C.B., Wagenet R.J., Van Es H.M. et Hutson J.L. (1992).** *Quantification and Modeling of Macropore Drainage .* Geoderma, (55), Elsevier Science Publishers, Amsterdam, 17-35.
- Olsen H.W. (1962).** *Hydraulic Flow through Saturated Clays.* 9<sup>th</sup> National Conference on Clays and Clay Minerals, Clays and Clay Minerals, (9), 131-161.
- Olsthoorn T.N. (1994).** *Effective Parameter Optimization for Ground-Water Model Calibration.* Ground Water, 33 (1), 42-48.
- Philip J.R. (1957<sup>a</sup>).** *The Theory of Infiltration : 1. The Infiltration Equation and its Solution.* Soil Science, (83), 345-357.
- Philip J.R. (1957<sup>b</sup>).** *The Theory of Infiltration : 3. Moisture Profiles and Relation to Experiment.* Soil Science, (83), 163-178.
- Philip J.R. (1967).** *Mathematical-Physical Approach to Water Movement in Unsaturated Soils.* Proc. International Soil Water Symposium, Prague, 309-319.
- Philip J.R. (1968).** *The Theory of Absorption in Aggregated Media.* Aust. J. Soil Res., (6), 1-19.
- Philip J.R. (1969).** *Theory of Infiltration.* Advances in Hydrosience, Academic Press, (5), 215-297.
- Philip J.R. (1975).** *Stability Analysis of Infiltration.* Soil Sci. Soc. Amer. Proc., (39), 1042-1053.
- Press W.H., Flannery B.P., Teukolsky S.A. et Vetterling W.T. (1992).** *Numerical Recipes : The Art of Scientific Computing.* Cambridge Univ. Press.
- Proctor R.R. (1933).** *Fundamental Principles of Soil Compaction.* Engineering News-Record, (111), n° 9, 10, 12 et 13.
- Purcell W.R. (1949).** *Capillary Pressures – their Measurement Using Mercury and the Calculation of Permeability therefrom.* Pet. Trans. Am. Inst. Min., Metall. Pet. Eng., (186), 154-162.
- Raats P.A.C. (1973).** *Unsatble Wetting Fronts in Uniform and Nonuniform Soils.* Soil Sci. Soc. Amer. Proc., (27), 681-685.
- Ratherfelder K. et Abriola L.M. (1994).** *Mass Conservative Numerical Solutions of the Head-Based Richards Equation.* Water Resources Research, 30(9), 2579-2586.
- Rawls W.J., Brakensiek D. L. et Saxton K. E. (1982).** *Estimating Soil-Water Properties.* Trans. ASAE, 25(5), 1316-1320.
- Richards L.A. (1931).** *Capillary Conduction of Liquids through Porous Media.* Physics 1, 318-333.

- Rijtema P.E. (1965).** *An Analysis of Actual Evapotranspiration*. Thesis Wageningen, V.L.O. 659, Pudoc, Wageningen.
- Ritsema C.J., Dekker L.W. et Hejls A.W.J. (1997).** *Three-Dimensional Fingered Flow Patterns in a Water Repellent Sandy Field Soil*. Soil Science, 162 (2), 79-90.
- Rubin Y. et Or D. (1993).** *Stochastic Modeling of Unsaturated Flow in Heterogeneous Soils with Water Uptake by Plant Roots : the Parallel Columns Model*. Water Resources Research, 29 (3), 619-631.
- Russo D. (1988).** *Determining Soil Hydraulic Properties by Parameter Estimation : On the Selection of a Model for the Hydraulic Properties*. Water Resources Research, 24 (3), 453-459
- Russo D., Bresler E., Shani U. et Parker J.C. (1991).** *Analyses of Infiltration Events in Relation to Determining Soil Hydraulic Properties by Inverse Problem Methodology*. Water Resources Research, 27(6), 1361-1373.
- Schumacher W. (1864).** *Die Physik des Bodens*, Berlin.
- Scotter D.R. (1978).** *Preferential Solute Movement through Large Soil Voids : I. Some Computations using Simple Theory*. Austr. J. Soil Res., (6), 257-267.
- Shani U. et Parker J.C. (1991).** *Analyses of Infiltration Events in Relation to Determining Soil Hydraulic Properties by Inverse Problem Methodology*. Water Resources Research, 27 (6), 1361-1373.
- Simunek J. et Van Genuchten M.Th. (1996).** *Estimating Unsaturated Soil Hydraulic Properties from Disc Infiltration Data by Numerical Inversion*. Water Resources Research, 32(9), 2683-2696.
- Sposito G. (1995).** *Recent Advances Associated with Soil Water in the Unsaturated Zone*. Rev. Geophys. , vol.33 Suppl., Amer. Geophysical Union.
- Thomas H.R. et Rees S.W. (1990).** *Modeling Field Infiltration into Unsaturated Clay* . Journal of Geotechnical Engineering, A.S.C.E., 116 (10), 1483-1501.
- Tinjum J.M., Benson C.H. et Blotz L.R. (1997).** *Soil-Water Characteristic Curves for Compacted Clays*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, A.S.C.E., 123 (11), 1060-1069.
- Toorman A.F. et Wierenga P.J. (1992).** *Parameter Estimation of Hydraulic Properties From One-Step Outflow Data*. Water Resources Research, 28(11), 3021-3028.
- Vauclin M. et Angulo-Jaramillo R. (1995).** *Water and Solute Transport Processes in Unsaturated Soils : Some Hydrological and Geotechnical Aspects*. Sols Non Saturés/Unsaturated Soils, vol. 3, Alonso & Delage (eds.), Paris, 1357-1381.
- Van Dam J.C., Stricker J.N.M. et Droogers P. (1996).** *Inverse Method for Determining Soil Hydraulic Functions from One-Step Outflow Experiments*. Soil Sci. Soc. Am. J., (56), 1042-1050.
- Van Genuchten M.Th. (1980).** *A Closed-Form Equation Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils*. Soil Sci. Soc. Am. J., (44), 892-898.
- Van Genuchten M.Th., Leij F.J. et Yates S.R. (1991).** *The RETC Code for Quantifying the Hydraulic Functions of Unsaturated Soils*. US-EPA Report, EPA/600/2-91/065, Washington DC.
- Van Genuchten M.Th. et Wierenga P.J. (1976).** *Mass Transfer Studies in Sorbing Porous Media : I. Analytical Solutions*. Soil Sci. Soc. Am. J., (40), 473-480.
- Vervoort R.W., Radcliffe D.E. et West L.T. (1999).** *Soil Structure Development and Preferential Solute Flow*. Water Resources Research, 35 (4), 913-928.

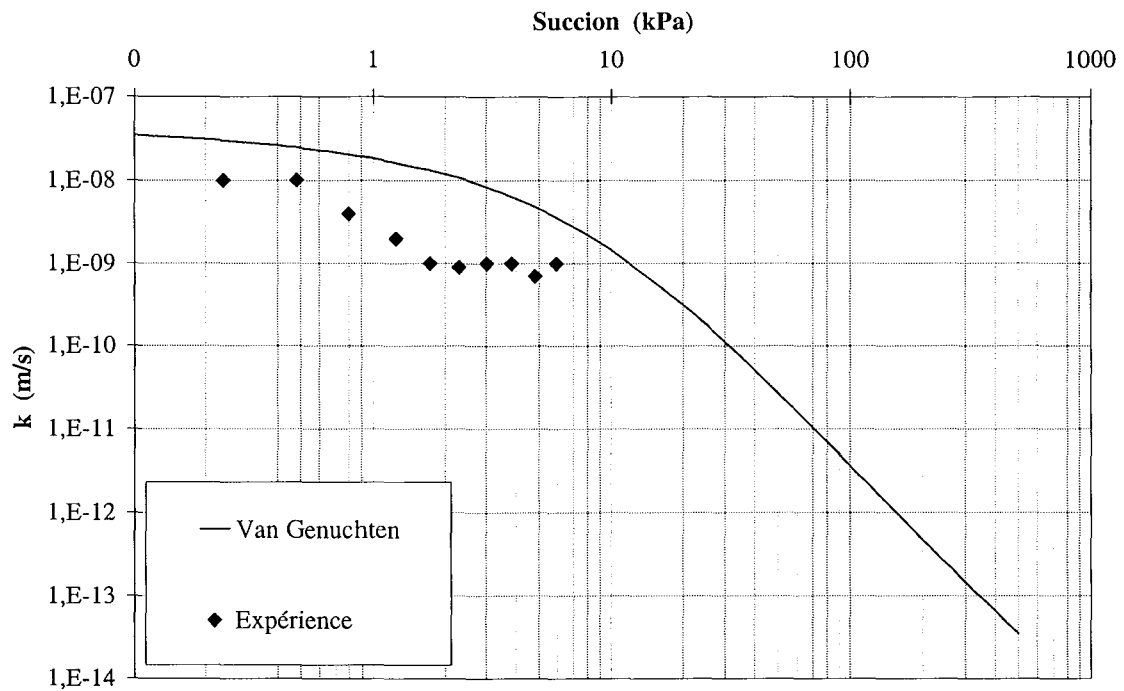
- Wang Z., Feyen J., Van Genuchten M.Th. et Nielsen D.R. (1998).** *Air Entrapment Effects on Infiltration Rate and Flow Satbility.* Water Resources Research, 34(2), 213-222.
- Wang X. et Benson C.H. (1996).** *Infiltration and Saturated Hydraulic Conductivity of Compacted Clay.* Journal of Geotechnical Engineering, A.S.C.E., 121 (10), 713-722.
- Watson K.W. et Luxmoore R.J. (1992).** *Estimating Macro-Porosity in a Forest Watershed by Use of Tensio Infiltrometer.* J. Soil Sci. Soc. Am., (50), 578-582.
- Watson K.W. et Luxmoore R.J. (1986).** *Estimating Macroporosity in a Forest Watershed by use of tension infiltrometer.* Soil Sci. Soc. Am. Journ., (50), 578-582.
- Webb E.K. et Anderson M.P. (1996).** *Simulation of Preferential Flow in Three-Dimensional Heterogeneous Conductivity Fields with Realistic Internal Architecture.* Water Resources Research, 32 (3), 533-545.
- White R.E. (1985).** *The Influence of Macropores on the Transport of Dissolved and Suspended Matter through soil.* Adv. Soil Sci., (3), 95-120.
- White P.M., Colombera M. et Philip J.R. (1977).** *Experimental Study of Wetting Front Instability Induced by Gradual Change of Pressure Gradient and by Heterogeneous Porous Media.* Soil Sci. Soc. Am. J., (41), 483-489.
- Wilson G.V., Jardine P.M. et Gwo J.P. (1992).** *Modeling the Hydraulic Properties of a Multiregion Soil.* Soil Sci. Soc. Am. J., 56, 1731-1737.
- Wind G.P. (1955).** *Field Experiment Concerning Capillary Rise of Moisture in Heavy Clay Soil.* Neth. J. Agrical. Sci., (3), 60-69.
- Woodbury A., Render F. et Ulrych T. (1995).** *Practical Probabilistic Ground-Water Modeling.* Ground Water, 33 (4), 532-538.
- Workman S.R. et Skaags R.W. (1990).** *PREFLO : A Water Management Model Capable of Simulating preferential Flow.* Trans. ASAE, 33(6), 1939-1948.
- Wyllie M.R.J. et Gardner G.H.F. (1958).** *The Generalized Kozeny-Carman Equation : A novel Approach to Problems of Fluid Flow.* World Oil Prod. Sect., (146), 210-228.
- Yeh W.W.-G. (1986).** *Review of Parameter Identification Procedures in Ground-Water Hydrology : the Inverse Problem.* Water Resources Research, 22 (2), 95-108.
- Yeh T.-C.J., Gutjahr A.L. et Jin M. (1995).** *An Iterative Cokriging-Like Technique for Ground-Water Flow Modeling.* Ground Water, 33 (1), 33-41.
- Yuster S.T. (1951).** *Theoretical Considerations of Multiphase Flow in Idealized Capillary Systems.* Proc. 3<sup>rd</sup> World Pet. Congr., (2), 437-445.
- Zachmann D.W., Duchateau P.C. et Klute A. (1981).** *The Calibration of the Richards Equation for a Draining Column by Parameter Identification.* Soil Sci. Soc. Am. J., (45), 1012-1015.
- Zhang J. et Yeh T.-C.J. (1997).** *An Iterative Inverse Method for Steady Flow in the Vadoze Zone.* Water Resources Research, 33 (1), 63-71.
- Zurmühl T. et Durner W. (1998).** *Determination of Parameters for Bimodal Hydraulic Functions by Inverse Modeling.* Soil Sci. Soc. Am. Journ., (62), 874-880.

*Annexe I:*

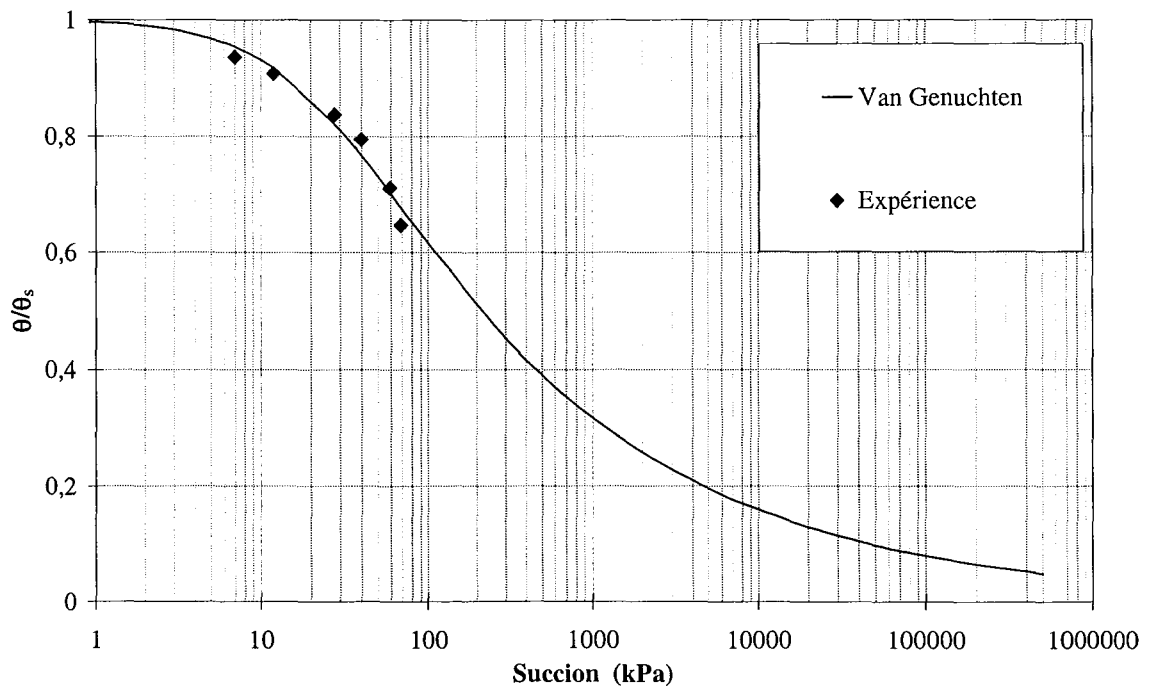
**COURBES EXPERIMENTALES DE  
RETENTION DE L'HUMIDITE ET  
DE CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE  
Pour les essais E2 et E3**



1. ESSAI E2



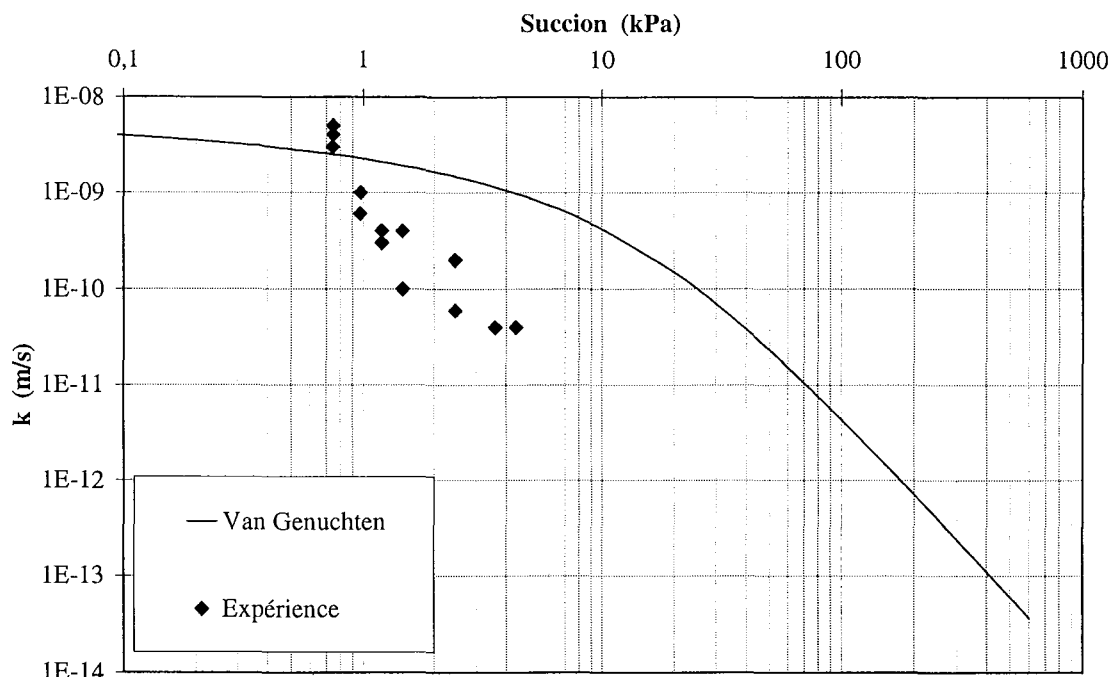
(a)



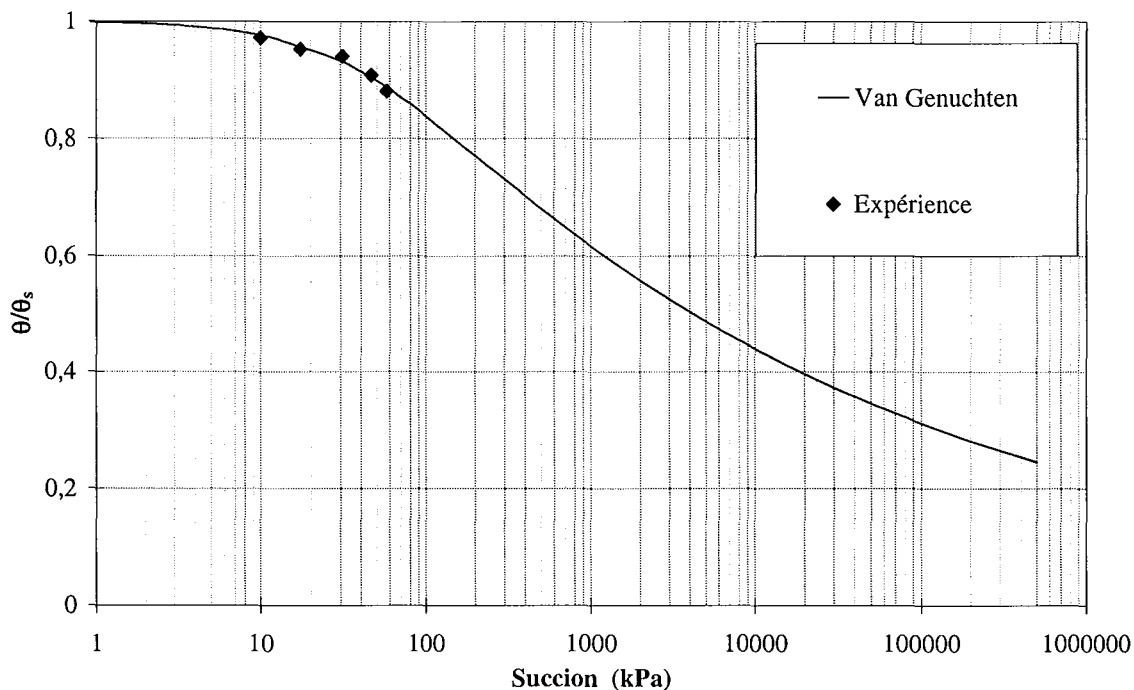
(b)

Figure AI.1 - Courbes de conductivité hydraulique (a) et de rétention de l'humidité (b) pour le limon de Jossigny Obtenues pour l'essai E2 (Amraoui, 1996).

2. ESSAI E3



(a)



(b)

Figure AI.2 - Courbes de conductivité hydraulique (a) et de rétention de l'humidité (b) pour le limon de Jossigny Obtenues pour l'essai E3 (Amraoui, 1996).



*Annexe II :*

**RESULTATS DE L'OPTIMISATION DES  
PARAMETRES POUR  
LES ESSAIS E2 ET E3**



1. ESSAI E2

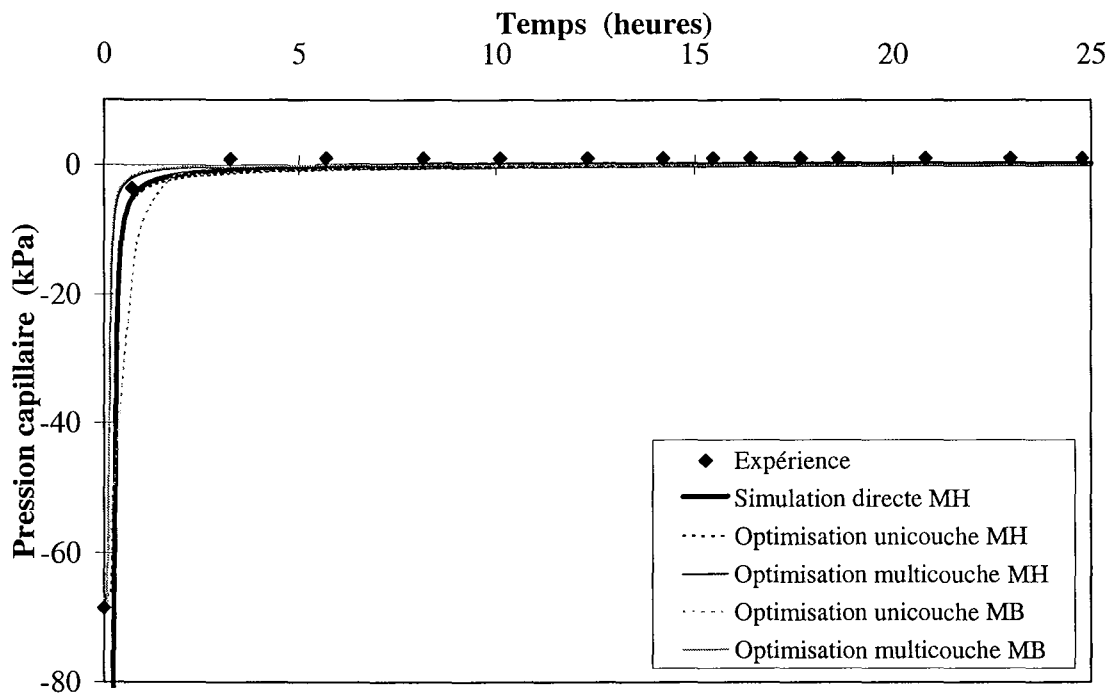


Figure AII.1 – Résultats des simulations avec les paramètres optimisés des modèles MH et MB à 3 cm de profondeur (Essai E2).

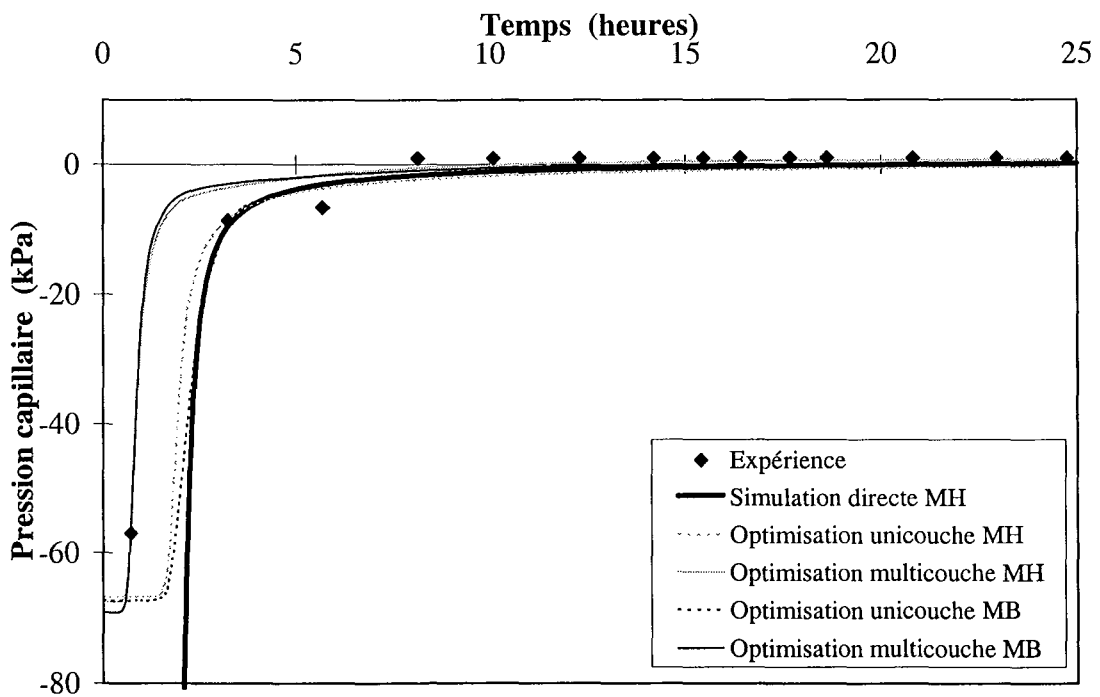


Figure AII.2 – Résultats des simulations avec les paramètres optimisés des modèles MH et MB à 7 cm de profondeur (Essai E2).

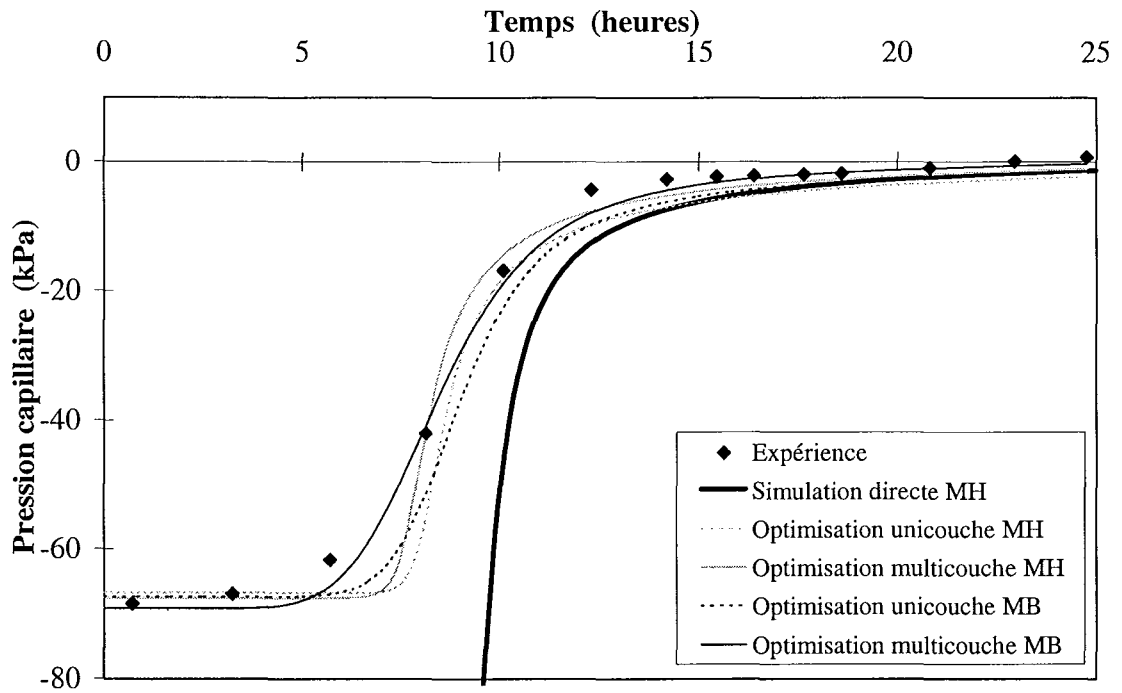


Figure AII.3 – Résultats des simulations avec les paramètres optimisés des modèles MH et MB à 15 cm de profondeur (Essai E2).

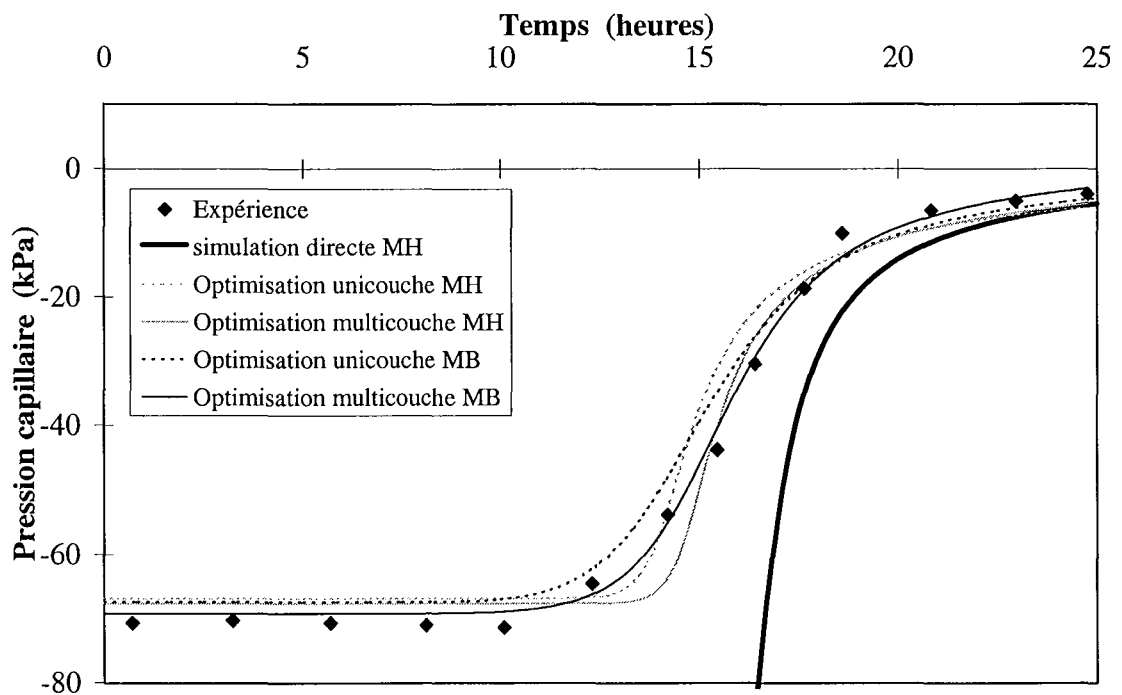


Figure AII.4 – Résultats des simulations avec les paramètres optimisés des modèles MH et MB à 19,5 cm de profondeur (Essai E2).

2. ESSAI E3

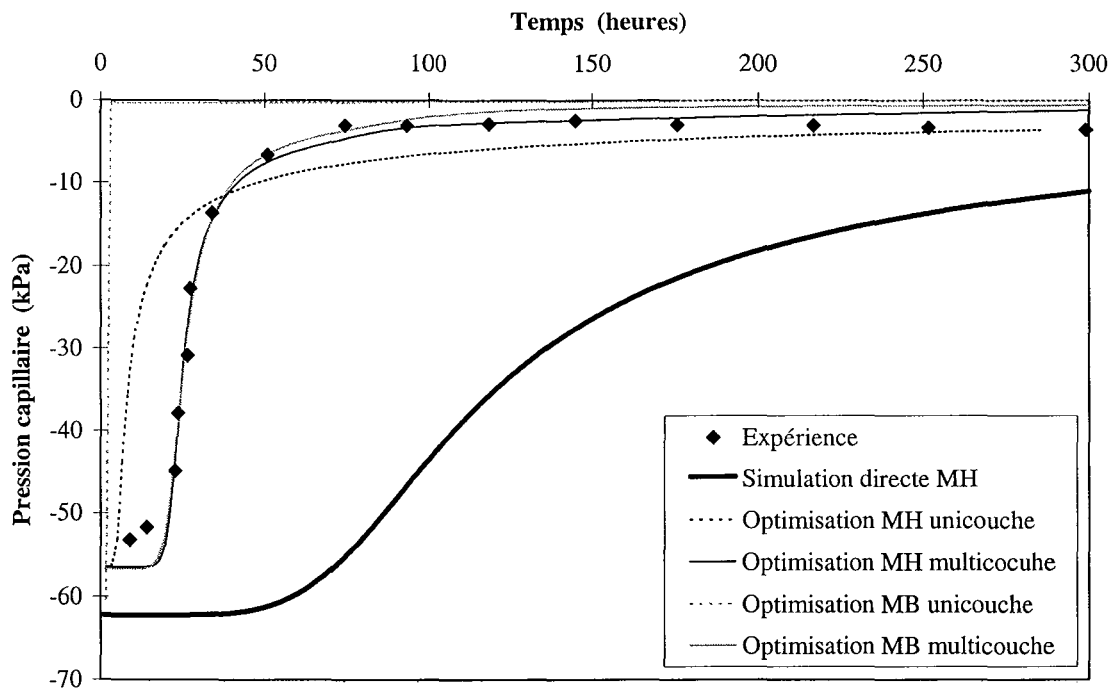


Figure AII.5 – Résultats des simulations avec les paramètres optimisés des modèles MH et MB à 3,2 cm de profondeur (Essai E3).

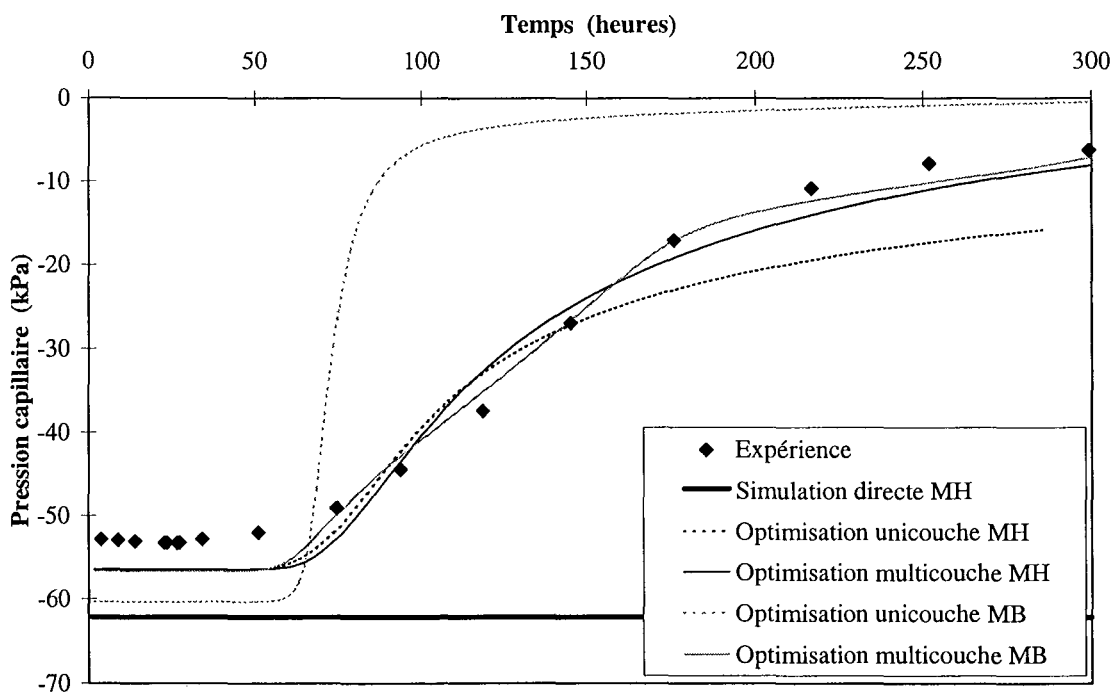


Figure AII.6 – Résultats des simulations avec les paramètres optimisés des modèles MH et MB à 11,3 cm de profondeur (Essai E3).

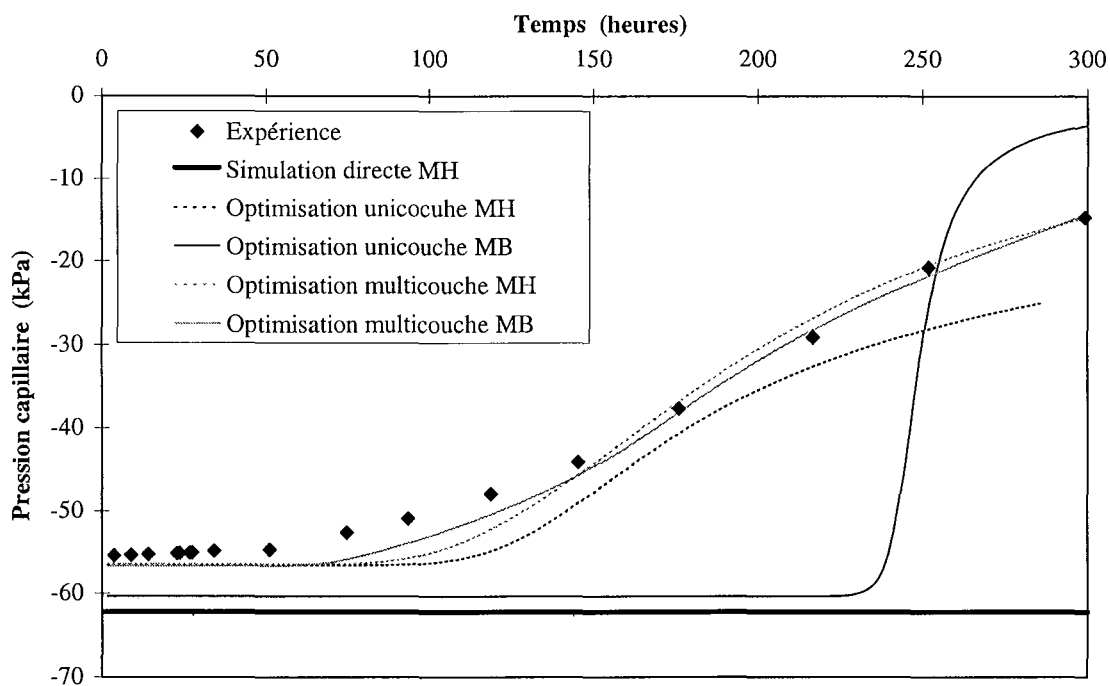


Figure AII.7 – Résultats des simulations avec les paramètres optimisés des modèles MH et MB à 15,3 cm de profondeur (Essai E3).

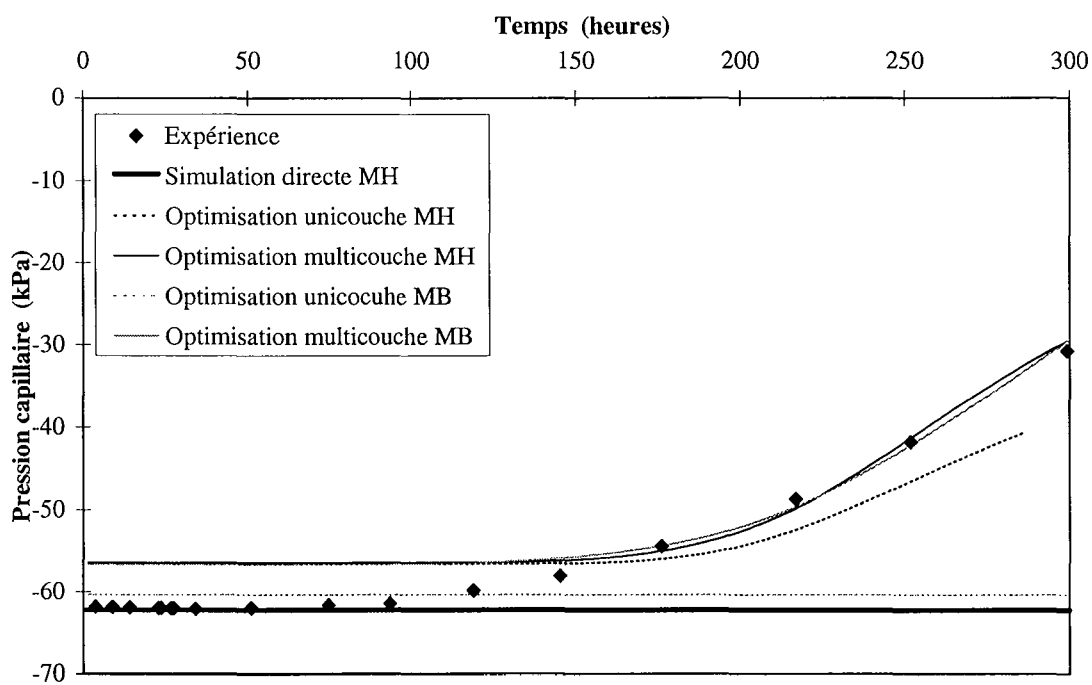


Figure AII.8 – Résultats des simulations avec les paramètres optimisés des modèles MH et MB à 19,3 cm de profondeur (Essai E3).

Service Commun de la Documentation  
INPL  
Nancy-Brabois

AUTORISATION DE SOUTENANCE DE THESE  
DU DOCTORAT DE L'INSTITUT NATIONAL  
POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

o0o

VU LES RAPPORTS ETABLIS PAR :

Monsieur ACKERER Philippe, Chargé de Recherche, Institut de Mécanique des, Strasbourg  
Monsieur CAMBOU Bernard, Professeur, Ecole Centrale de Lyon

Le Président de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, autorise :

**Monsieur ABDALLAH Adel**

à soutenir devant un jury de l'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE,  
une thèse intitulée :

**"Modélisation de l'infiltration dans les sols fins compactés : intégration des écoulements  
préférentiels dans les macropores"**.

en vue de l'obtention du titre de :

**DOCTEUR DE L'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE**

Spécialité : **"GENIE CIVIL – HYDROSYSTEMES - GEOTECHNIQUE"**

Fait à Vandoeuvre le, 11 octobre 1999

Le Président de l'I.N.P.L.,

J. HARDY



NANCY BRAE  
2, AVENUE D  
FORET-DE-H  
BOITE POSTA  
F - 5 4 5  
VANDOEUVRE C





## RESUME :

Afin d'étudier l'intégration des écoulements préférentiels à travers les macropores observés dans les sols fins compactés, 3 approches de modélisation différentes sont développées. La première est celle d'un milieu homogène dont les propriétés hydrodynamiques sont décrites par la formulation de Van Genuchten & Mualem. La deuxième est basée sur le concept de la double porosité où la matrice du sol et les macropores sont traités comme deux domaines d'écoulement présentant des propriétés hydrauliques différentes, et un terme d'échange décrit leur interaction. La troisième suppose que la distribution dimensionnelle de la porosité du sol et par conséquent, les courbes de rétention et de conductivité hydraulique suivent des lois bimodales également décrites par la formulation de Van Genuchten & Mualem. Pour chacune de ces approches, un modèle direct simulant l'infiltration verticale et une procédure d'identification des paramètres par la méthode inverse sont présentés. Les résultats des simulations d'essais d'infiltration au laboratoire sont confrontés aux données expérimentales. Il en ressort que le concept de la double porosité, bien qu'il fournisse une description plus réaliste du processus d'infiltration dans les sols macroporeux, montre ses limites d'applicabilité étant donné que l'estimation de ses paramètres s'avère complexe. Les approches plus pragmatiques, basées sur l'intégration de l'effet hydraulique des macropores dans les propriétés hydrodynamiques du sol à travers les lois unimodale et bimodale, se sont montrées plus intéressantes. Les résultats de l'estimation des paramètres pour ces 2 approches, suggèrent que la distribution dimensionnelle des pores dans les sols fins compactés, varie entre les lois unimodale et bimodale et ce, en fonction de la teneur en eau et du mode de compactage.

## ABSTRACT :

In order to investigate the integration of preferential flow through macropores observed in compacted fine-textured soils, 3 different modeling approaches are developed. The first considers a homogeneous medium whose hydraulic properties are described by the Van Genuchten & Mualem's formulation. The second is based on the double-porosity concept where the soil matrix and the macropores are treated as two different flow-domains presenting different hydraulic parameters and an exchange equation takes into account the interaction mechanism. The third assumes that the pore-size distribution and consequently, the water retention and hydraulic conductivity curves follow bimodal laws also described by Van Genuchten & Mualem's formulation. For each one of these approaches, a direct model simulating the vertical infiltration and an inverse procedure for parameter estimation are presented. The simulations of laboratory infiltration tests are confronted with the experimental data. This reveals that the double-porosity concept, while providing a more realistic description of the infiltration process in macroporous soils, is limited in practice, since the two-domain parameters' estimation is shown to be complex. The more pragmatic approaches based on the integration of macropores' effect in the soil hydraulic properties through unimodal and bimodal functions are shown to be more interesting. The parameter estimates obtained for these 2 approaches suggest that the pore-size distribution of compacted fine-textured soils varies between unimodal and bimodal laws depending on initial water-content and compaction procedure.