

**INISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI – OUZOU**

**DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

**LABORATOIRE DE RECHERCHE GEOMATERIAUX, ENVIRONNEMENT ET  
AMENAGEMENT**

**(L.G.E.A)**

**MEMOIRE DE MAGISTERE**

**SPECIALITE : Génie civil**

**OPTION : géotechnique et environnement**

**Présenté par**

**GHANEM Fadhila**

**Thème**

**ETUDE DE LA CORRELATION ENTRE LA  
PERMEABILITE ET LA SUCCION**

**Devant le jury composé de :**

<b>M<sup>r</sup> BAHAR Ramdane</b>	<b>Professeur</b>	<b>UMMTO</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>r</sup> MELBOUCI Bachir</b>	<b>Professeur</b>	<b>UMMTO</b>	<b>Rapporteur</b>
<b>M<sup>r</sup> AÏT-TAHAR Kamal</b>	<b>Professeur</b>	<b>UMMTO</b>	<b>Examineur</b>
<b>M<sup>r</sup> HAMZA Ali</b>	<b>Maitre de conférences A</b>	<b>UMMTO</b>	<b>Examineur</b>

Soutenu le 22 juin 2011

## REMERCIEMENTS

Ce travail de recherche a été réalisé au Laboratoire Géo-matériau Environnement et Aménagement de la faculté du génie de la construction de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Je tiens à remercier toutes les personnes qui m'ont permis de mener à bien ce travail. Je voudrais plus particulièrement faire part de ma gratitude aux personnes suivantes:

Avant tout, je tiens à exprimer ma gratitude à monsieur MELBOUCI Bachir, professeur à l'université Mouloud MAMMARI de Tizi- Ouzou (UMMTO) et directeur de mémoire, pour m'avoir guidé tout au long de ce travail de recherche. Je le remercie vivement pour sa disponibilité, de tous les instants qui ont rendu ce travail possible. Qu'il trouve ici l'expression de ma sincère gratitude.

Mes remerciements vont aussi à Monsieur BOUDLAL Omar, Maître assistant à l'université Mouloud MAMMARI pour ses conseils avisés.

J'adresse mes sincères remerciements à Monsieur BAHAR Ramdane, Enseignant Professeur à l'UMMTO et directeur de laboratoire de recherche Géo-matériaux Environnement et Aménagement à l'Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou qui m'a fait l'honneur de présider le jury du présent mémoire.

Je remercie également Monsieur AÏT-TAHAR Kamal professeur à l'UMMTO, Monsieur HAMZA Ali maitre de conférences (A) à l'UMMTO, qui ont bien voulu accepter d'examiner ce mémoire.

Mes remerciements profondes vont aussi à monsieur Mingbin HUANG, professeur à l'Institut de Sol et de conservation de l'eau en chine, de m'avoir envoyé ses résultats expérimentaux sur la succion.

Mes remerciements vont pareillement à ma famille et, à tous les autres doctorants ou étudiants que j'ai rencontrés au LGEA.

## RESUME

Ce travail présente une étude expérimentale sur l'influence de la succion sur la perméabilité des sols non saturés. En géotechnique, la teneur en eau volumique est la plus largement utilisée, et dans la plupart des travaux de recherche la courbe de succion est suggérée comme une relation entre la teneur en eau volumétrique et la succion. La courbe de succion peut être employée pour estimer divers paramètres qui sont utilisés pour décrire le comportement des sols non saturés.

Le coefficient de perméabilité d'un sol non saturé est fortement lié à la granulométrie et la distribution de la taille des pores et, il peut être prédit à partir de la courbe de succion. Donc on s'intéresse particulièrement à un modèle statistique nommé « la méthode de Fredlund » basé sur les caractéristiques de sol. D'après les résultats obtenus, la succion a une influence considérable sur la perméabilité des sols non saturés. Cette influence est naturellement plus marquée quand les dimensions des pores sont très petites. De plus, la perméabilité présente une variabilité dans l'espace et dans le temps, ce qui rend délicat l'interprétation des résultats des mesures.

La formule de perméabilité proposée dans ce mémoire est une formule à deux paramètres basée sur l'exploitation des courbes de succion. Elle est applicable aux différents types de sol dont leurs courbes de succion sont obtenues à partir des modèles Pore-Transfer Function (PTF) et Pore Size Distribution (PSD).

**Mots clés:** succion de sol, sols non saturés, courbe de succion, la teneur en eau résiduelle, perméabilité.

## ABSTRACT

This work presents an experimental study on the influence of suction on the unsaturated permeability of soils. In geotechnical, volumetric water content is the most widely used, and in the majority of research works, the soil-water characteristic curve (SWCC) is suggested as a relationship between the volumetric water content and suction. The soil-water characteristic curve can be used to estimate various parameters that are used to describe the behavior of unsaturated soils.

The unsaturated permeability coefficient is strongly related to granulometry and pore size distribution and, it can be predicted from the soil water characteristic curve. Thus, we are particularly interested to a statistical model called "the Fredlund method" based on soils characteristics. From the results obtained, the suction has a significant influence on the unsaturated permeability. This influence is naturally more marked when the size of the pores are very small. Moreover, the permeability varies in space and time, which makes delicate the interpretation of the results measurements.

The formula of permeability proposed here is a formula with two parameters based on the exploitation of soil-water characteristic curve. It is applicable to different types of soil for which, soil-water characteristic curves are obtained from models Pedo-Transfer Function (PTF) and Pore Size Distribution (PSD).

**Key words:** soil suction, unsaturated soils, suction curves, residual water content, permeability

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure I-1</b> : éléments constitutifs d'un sol.....	5
<b>Figure I-2</b> : Différents états de l'eau dans le sol.....	8
<b>Figure I-3</b> : Mobilité de l'eau dans le sol .....	8
<b>Figure I-4</b> : différentes zones de sol dans une nappe libre au repos .....	8
<b>Figure I-5</b> : classification triangulaire des sols fins .....	10
<b>Figure I-6</b> : Tension de surface. (a) Forces intermoléculaires sur la pellicule contractile et dans l'eau ; (b) Pressions et tension de surface agissant sur la pellicule en deux dimensions.....	13
<b>Figure I-7</b> : Modèle physique du phénomène d'effet capillaire .....	14
<b>Figure I-8</b> : ménisque capillaire, a : sol granulaire ; b : sol fin.....	14
<b>Figure II-1.</b> Effets de la succion sur les grains du sol.....	21
<b>Figure II-2.</b> Cellule de Richards pour le contrôle de succion par translation d'axe .....	22
<b>Figure II-3.</b> Plaque tensiométrique (faibles succions) .....	23
<b>Figure II-4.</b> Mise en œuvre de la technique osmotique.....	24
<b>Figure II-6.</b> Contrôle de succion par phase vapeur, à l'aide d'un dessiccateur et d'une solution saline saturée .....	25
<b>Figure II-7.</b> Méthode du papier-filtre .....	26
<b>Figure II-8.</b> Schéma de principe de l'équipement triaxial équipé d'une sonde psychrométrique	27
<b>Figure II-9.</b> Schématisation d'un Tensiomètre .....	28
<b>Figure II-10</b> : Plaque de succion.....	28
<b>Figure II-11.</b> Schéma d'une cellule triaxiale adaptée aux sols non saturés ; méthode de la surpression d'air .....	29
<b>Figure II-12.</b> Courbe de succion .....	30

<b>Figure II-13.</b> Les paramètres caractérisant la courbe de succion .....	31
<b>Figure II-14.</b> Influence de plasticité sur la teneur en eau saturé et la valeur d'entrée d'air .....	31
<b>Figure II-15.</b> Différentes phases de la courbe de succion .....	32
<b>Figure II-16.</b> Phénomène d'hystérésis pour un fluide mouillant lors d'un écoulement bi-phasique .....	33
<b>Figure II-17.</b> Mécanismes invoqués pour l'hystérésis des courbes de rétention d'eau.....	34
<b>Figure II-18 :</b> Courbe de rétention d'eau de Books et Corey.....	35
<b>Figure II- 19 :</b> Courbe de rétention d'eau de Van Genuchten.....	37
<b>Figure III-1.</b> Schématisation de dispositif expérimental de Darcy.....	38
<b>Figure III-2 :</b> Variation de la vitesse de percolation de l'eau.....	39
<b>Figure III-2.</b> Domaine de validité de la loi de Darcy.....	40
<b>Figure III-3.</b> Perméabilité relative en fonction de la saturation volumique pour la phase liquide (rouge) et la phase gazeuse (bleu). .....	45
<b>Figure III-4 :</b> perméabilité équivalente d'un sol stratifié.....	46
<b>Figure III-5 :</b> schématisation de principe de Klinkenberg .....	47
<b>Figure III-6.</b> Schématisation de perméamètre ; a) à charge constante, b) à charge variable ....	49
<b>Figure III-7.</b> Système de détermination de la perméabilité à l'eau et à l'air des sols non saturés, en régime permanent.....	50
<b>Figure III-8.</b> Système de Yoshimi et Osterberg pour la détermination de la perméabilité à l'air	52
<b>Figure V-1.</b> Principe de la méthode de Fredlund .....	75
<b>Figure V-2 :</b> courbes de succion des sols de Loess en chine .....	77
<b>Figure V-3 :</b> courbe de succion pour un sable graveleux, un sable moyen et un sable fin .....	78
<b>Figure V-4 :</b> courbes de perméabilité non saturé des différents types de sol (cas 1).....	83
<b>Figure V-5 :</b> synthèse des courbes de perméabilité des sols non saturé.....	84

<b>Figure V-6</b> : courbes de succion (cas 2) pour différents types de sol .....	89
<b>Figure V-7</b> : Courbes de perméabilité non saturée (cas 2) .....	93
<b>Figure V-8</b> : Comparaison des courbes de perméabilité non saturée entre le premier et le deuxième cas .....	97
<b>Figure V-9</b> : Comparaison des courbes de perméabilité non saturée obtenues par la formule de Fredlund (cas 1) et celles obtenues par la nouvelle formule (cas 3) .....	102

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau II-1</b> : Relation nature de la saumure - humidité relative – succion.....	25
<b>Tableau II-2</b> : Les formules de la courbe de rétention.....	38
<b>Tableau III-3</b> : Valeurs de perméabilité selon Castagny G., 1992.....	48
<b>Tableau III-4</b> : Valeurs de perméabilité de quelques sols .....	48
<b>Tableau IV-1</b> : représente quelques formules empiriques et leurs domaines d'utilisation.....	68
<b>Tableau IV-2</b> : expressions empiriques de la perméabilité relative ou non saturée .....	70

# SOMMAIRE

REMERCIEMENTS .....	i
RESUME .....	ii
LISTE DES FIGURES .....	iv
LISTE DES TABLEAUX.....	vii
SOMMAIRE.....	viii
TABLE DES NOTATIONS .....	xi
INTRODUCTION GENERALE .....	2

## **CHAPITRE I : Généralités sur les sols non satures**

I. INTRODUCTION .....	5
II. COMPOSITION D'UN SOL NON SATURE.....	5
III. L'EAU DANS LE SOL .....	6
IV. LE GAZ DANS LE SOL.....	8
V. ETAT DES SOLS .....	9
V-1. Les sols saturés .....	9
V-2. La capacité au champ .....	9
V-3. Le point de flétrissement .....	9
V-4. Les sols secs.....	9
VI. CONCEPTS FONDAMENTAUX DES SOLS NON SATURES.....	9
VI-1. L'analyse granulométrique .....	9
VI-2. La notion de texture du sol .....	10
VI-3. La notion de structure du sol .....	10
VI-4. Porosité.....	10
VI-5. Teneurs en eau.....	10
VI-6. Degrés de saturation.....	11
VI-7) Saturation résiduelle .....	12

VI-8) Tension de surface .....	12
VI-8) capillarités .....	13
VII) EQUATIONS DES ECOULEMENTS EN MILIEU NON SATURE: Equation de Richards .....	15

## **CHAPITRE II : Succion Des Sols Non Saturés**

I. INTRODUCTION .....	18
II. DEFINITION .....	18
III. LES DEFERENTS TYPES DE LA SUCCION.....	18
III-1. Succion matricielle .....	19
III-1-1. Succion capillaire .....	19
III-1-2. Succion d'adsorption .....	19
III-2. Succion osmotique.....	20
III-3. Succion totale .....	21
IV. EFFETS DE LA SUCCION SUR LES PARTICULES SOLIDES.....	21
V. TECHNIQUES DE CONTROLE DE LA SUCCION	21
V-1. Contrôle par « translation d'axes »	21
V-2. Contrôle par plaque tensiométrique .....	22
V-3. Technique de contrôle osmotique .....	23
V-4. Technique de contrôle par phase de vapeur	25
VI. TECHNIQUES DE MESURE DE LA SUCCION.....	26
VI-1. Méthode du papier-filtre .....	26
VI-2. Mesure psychrométrique de la succion .....	26
VI-3. Le tensiomètre.....	27
VI-4. Plaque de succion .....	28

VI-5. Méthode de la surpression d'air .....	29
II. COURBE DE SUCCION OU DE RETENTION D'EAU.....	29
VII-1. Points caractéristiques de la courbe de rétention .....	30
VII-2. Différentes phases de la courbe de succion .....	31
VII-3. Hystérésis de la courbe de succion .....	33
VII-4. Formules de la courbe de rétention .....	34
VII-5. Pedo-Transfer Function (PTF) .....	41
VIII. CONCLUSION .....	42

## **CHAPITRE III : Généralités Sur La Perméabilité**

I. DEFINITION DE LA PERMEABILITE .....	44
II. II. LOI DE DARCY .....	44
II-1. Domaine de validité de la loi de darcy .....	46
II-2. Généralisation de la loi de Darcy .....	47
III. TYPES D'ECOULEMENTS .....	48
III-1. Ecoulement saturé .....	48
III-2. Ecoulement non-saturé .....	48
III-3. Ecoulement variablement saturé .....	49
IV. TYPES DE PERMEABILITES .....	49
IV-1. Perméabilité géométrique ou intrinsèque .....	49
IV-2. <i>Perméabilité effective</i> .....	49
IV-3. <i>Perméabilité relative</i> .....	50
IV-4. Perméabilité équivalente .....	51
V-5. Perméabilité apparentes ou absolue .....	52
V. FACTEURS AFFECTANT LA PERMEABILITE DES SOLS.....	53
VI. MESURE DE LA PERMEABILITE EN LABORATOIRE .....	54

VI-1. Dans le cas des sols saturés.....	54
V-2. Dans le cas des sols non saturés .....	55
VI-2-1. <i>Essais de laboratoire</i> .....	55
VI-2-2. <i>Méthodes in-situ</i> .....	59
<b>VII. CONCLUSION .....</b>	<b>60</b>

## **CHAPITRE IV : Différentes Formulations De La Perméabilité**

I. INTRODUCTION .....	62
II. FORMULES DE PERMEABILITE DANS LES SOLS SATURES .....	62
III. FORMULES DE PERMEABILITE DANS LES SOLS NON SATURES .....	68
IV. CONCLUSION .....	72

## **CHAPITRE V : Présentation Et Interprétation Des Résultats**

I. INTRODUCTION .....	74
II. LA METHODE DE FREDLUND .....	74
III. COURBES DE SUCCION (cas1).....	76
IV. RESULTATS OBTENUS.....	78
V. INTERPRETATION DES RESULTATS .....	83
VI. COURBES DE SUCCION ( $\Theta=f(\psi)$ ) cas 2) .....	85
VII. COURBE DE PERMEABILITE (cas 2).....	89
VIII. COMPARAISON DE PERMEABILITE RELATIVE ENTRE LES DEUX CAS .....	93
IX. FORMULE DE PERMEABILITE .....	98
X. CONCLUSION .....	103
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>	<b>105</b>

# NOTATIONS ET INDICES

<b>W</b>	une teneur en eau pondérale
<b><math>\Theta</math></b>	teneur en eau normalisée
<b><math>\theta</math></b>	une teneur en eau volumique
<b><math>\theta_r</math></b>	La teneur en eau résiduelle
<b><math>\theta_s</math></b>	Teneur en eau saturée
<b>n</b>	porosité
<b><math>S_r</math></b>	Degrés de saturation
<b>R</b>	capacité de rétention
<b><math>C_H</math></b>	Coefficient empirique <i>de Hazen</i>
<b>h</b>	La charge capillaire
<b><i>i</i></b>	Gradient hydraulique
<b><math>u_a</math></b>	pression de l'air
<b><math>u_w</math></b>	pression de l'eau
<b>T</b>	température absolue
<b><math>T_s</math></b>	tension de surface
<b>r</b>	rayon de courbure

$\alpha$	Angle de contact
$d_{10}$	succion du sol
$e$	Indice des vides
$B = 1/3$	coefficient dépendant de la forme des grains
$\psi$	succion totale
$\psi_m$	succion matricielle
$\psi_r$	succion correspondant à la teneur en eau résiduel
$\psi_s$	succion matricielle à saturation
$\pi$	succion osmotique
$R$	constante des gaz parfaits
$Re$	nombre de Reynolds
$\rho_w$	masse volumique de l'eau
$\omega_w$	masse molaire de la vapeur d'eau
$x_w$	fraction molaire d'eau dans la solution
$\lambda$	indice de distribution de la dimension des pores
$\bar{\lambda}$	Le libre parcours moyen des molécules de gaz
$\mu$	viscosité dynamique de l'eau
$\mu_a$	la viscosité dynamique de l'air

$\gamma_w$	poids volumique de l'eau
$\psi_a$	La succion de point d'entrée d'air
$P_a$	la pression atmosphérique
$p_m$	la pression moyenne du gaz
$H_j$	L'épaisseur de la $i^e$ couche
$K$	Perméabilité intrinsèque
$k_a$	Perméabilité apparente
$K_e$	Perméabilité équivalente
$k_{he}$	Perméabilité horizontale équivalente
$k_{ve}$	Perméabilité verticale équivalente
$K_r$	Perméabilité relative
$k_i$	perméabilité de la $i^e$ couche
$k_s$	Perméabilité saturée
$k_{sc}$	Coefficient de perméabilité calculé, à saturation
$K_{0.85}$	perméabilité correspondante à $e = 0.85$
$\nu$	viscosité cinématique
$\beta$	coefficient de Klinkenberg
$d_e$	Le diamètre de grain efficace

<b><math>d_{10}</math></b>	<b>dimension des grains correspondant à 10% de tamisât cumulé</b>
<b><math>d_{50}</math></b>	<b>le diamètre moyen des grains</b>
<b><math>C_u</math></b>	<b>Le coefficient d'uniformité des particules</b>
<b><math>C_{K-C}</math></b>	<b>Constante de Kozeny- Carmen</b>

# **INTRODUCTION GENERALE**

## INTRODUCTION GENERALE

Au cours de ces dernières années, la mécanique des sols non saturés a suscité une grande attention des géotechniciens. Divers outils et techniques sont apparus afin d'aider l'ingénieur à solutionner les problèmes d'écoulement de l'eau en milieux partiellement saturés. Les applications de l'écoulement dans les sols non saturés sont nombreuses aussi bien dans le domaine de la Géotechnique et de la Géotechnique de l'Environnement que dans celui de l'Aménagement Urbain. En effet, la gestion et le stockage du volume croissant de déchets industriels et urbains requièrent l'implantation de sites de stockage et la prévention des risques de pollution du sol récepteur et de la nappe phréatique. La zone non saturée est considérée comme une zone de transmission des polluants vers la nappe phréatique.

Pendant longtemps, la mécanique des sols s'est limitée principalement à l'étude des sols saturés en raison de difficultés à la fois expérimentales et d'interprétation des mesures. Une des principales difficultés expérimentales réside dans la mesure de la pression interstitielle  $u_w$  de l'eau liquide. Devenant inférieure à la pression atmosphérique dans les sols non saturés, elle provoque, de ce fait, une dé-saturation des circuits hydrauliques.

Les propriétés hydrauliques des sols non saturés sont indispensables pour traiter les problèmes d'écoulement et transfert de masse à travers les sols. L'une des propriétés hydrauliques essentielle est la courbe de rétention d'eau du sol. Les mesures directes de cette propriété sont coûteuses et longues ; en conséquence des modèles sont développés pour la prédire sur la base des indices texturaux du sol. Ces modèles sont connus sous le nom « fonctions de pedo-transfert » **PTFs** (Pedo-Transfer functions). Estimer indirectement la courbe caractéristique est très intéressant compte tenu de la simplicité et de l'économie qui caractérise la procédure.

La problématique de ce mémoire est d'étudier la corrélation entre la perméabilité et la succion des sols non saturés. D'une manière générale, la démarche suivie dans ce mémoire s'inscrit dans le cadre d'une étude expérimentale mais elle est également, dans une moindre mesure, théorique. Pour plus de clarté, le plan de ce mémoire est organisé en cinq chapitres :

**Chapitre I :** est consacré aux généralités des sols non saturés où nous rappelons succinctement les différentes notions concernant le sol non saturé, ainsi que les équations régissant ce dernier.

**Chapitre II :** dans ce chapitre est abordé le phénomène de la succion qui sera effectivement le paramètre qui nous intéressera le plus lors de notre étude. Il est indispensable de connaître le phénomène de succion, les différentes techniques de mesures et les propriétés de rétention des sols ou la courbe de succion et ses différentes formulations qui servent à modéliser et à mieux comprendre le comportement hydrique du sol. On présente aussi le phénomène de l'hystérésis qui est dû au chemin de séchage et de remouillage.

**Chapitre III :** ce chapitre est consacré aux généralités sur la perméabilité. Cette propriété présente une variable clés des sols non saturés. La connaissance de la dépendance du coefficient de perméabilité de sol non saturé vis-à-vis de sa teneur en eau volumique et de sa succion est nécessaire de façon à pouvoir résoudre les équations de transfert. Les données nécessaires pour représenter les propriétés hydrauliques sont nombreuses et il est difficile, voire impossible, de les acquérir toutes expérimentalement. De ce fait, nous avons intérêt d'utiliser soit des relations empiriques, soit des modèles macroscopiques et statistiques décrivant la variation de la perméabilité à l'eau avec la succion ou la teneur en eau.

**Chapitre IV :** Ce chapitre est consacré à la présentation des différentes formulations de perméabilité tant pour les sols saturés que pour les sols non saturés. Dans la littérature, plusieurs formulations empiriques, statistiques et macroscopique existent dans le but de corréler la conductivité hydraulique saturée et non saturée avec le degré de saturation ou avec la teneur en eau et la succion. L'application de différentes formules de perméabilité nécessite la connaissance de domaine de validité de chacune et, les plus largement utilisées dans le cas des sols saturés est celle de Kozeny-Carman car, elle donne une meilleure estimation de la perméabilité. La formule de Brooks-Corey et celle de Van Genuchten sont largement utilisées dans le cas des sols non saturés, vu leur facilité de programmation ainsi elles donnent un meilleur ajustement des courbes mais les résultats obtenus demeurent douteux.

**Chapitre V :** Ce chapitre est consacré à la présentation et à l'interprétation des résultats obtenus en appliquant la méthode de Fredlund sur plusieurs types de sols dans le but d'étudier l'influence de la succion sur la perméabilité. L'influence de la teneur en eau résiduelle est ensuite traitée. A la fin de ce chapitre, une proposition d'une formule de perméabilité relative en fonction de la succion a été appliquée aux différents sols testés.

# **CHAPITRE I**

## **GENERALITES SUR LES SOLS NON SATURES**

## I. INTRODUCTION

D'une manière générale, un sol est un milieu complexe formé de sable, de limon, d'argile, d'oxydes colloïdaux et de matière organique (Pidro G., 1976 cité par Van Damme H., sous la direction de Coussy O. et Fleureau J.M., 2002).

Un sol saturé est un milieu bi-phasique (solide et liquide), par contre un sol non saturé est un milieu tri-phasique contenant le squelette solide, l'eau et l'air. L'interaction gaz-eau-solide rend le comportement mécanique d'un sol non saturé plus complexe que celui d'un sol saturé [Li X-L., 1999], et selon Fredlund D. G. (2005), est un sol qui contient l'eau et l'air dans les vides séparés par une peau contractile appelée ménisque, et la pression de l'eau interstitielle est inférieure à celle de l'air.

Un sol non saturé se trouve dans les régions arides, semi arides et dans les sols compactés.

## II. COMPOSITION D'UN SOL NON SATURE

Dans la nature le sol se trouve en général en état non saturé qui est un milieu poreux triphasique composé de trois phases en proportions variables (figure I-1) :

- La **phase solide** : ou squelette solide est constitué par les grains minéraux de l'agrégat.
- La **phase liquide** : constituée par l'eau occupe les vides de l'agrégat. Si tous les vides sont remplis par l'eau, le sol est dit saturé; sinon, il est partiellement saturé ;
- La **phase gazeuse** : dans un sol partiellement saturé une partie des vides de l'agrégat est remplie par du gaz, essentiellement de l'air.

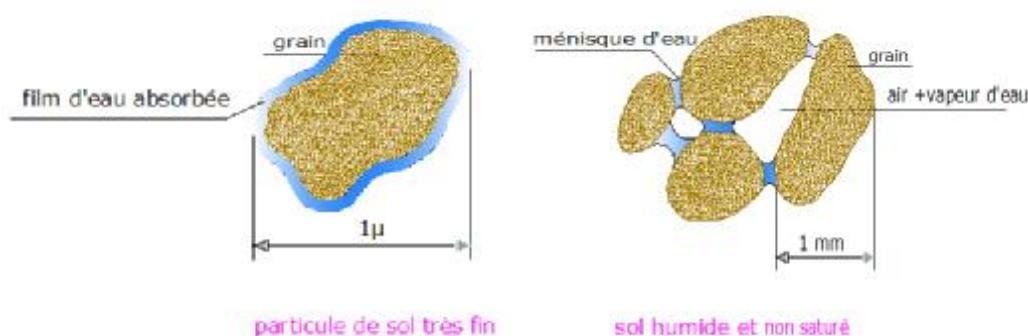


Figure I-1 : éléments constitutifs d'un sol

### III. L'EAU DANS LE SOL

L'eau a un effet considérable sur le comportement mécanique des sols et elle peut se trouver dans plusieurs états à l'intérieur d'un sol, suivant l'intensité des forces liant ses molécules aux particules solides, et ces différents états de l'eau dans le sol et ses mouvements permettent de définir différents types (Figure I-2) :

- ▼ **L'eau de constitution**, qui entre dans la composition chimique des minéraux dont les particules de sol sont formées. En général, ce type d'eau influence peu le comportement du sol, sauf lorsqu'il est soumis à une température très élevée et a besoin d'une température de 550 °C pour être éliminée.
- ▼ **L'eau liée**, est présente sur la surface des particules fines de sol, grâce aux propriétés colloïdales des particules argileuses, et a une viscosité élevée et ne transmet pas les pressions. Elle a besoin d'une température élevée de 200 °C pour être évacuée ;
- ▼ **L'eau libre**, qui s'écoule librement, dans des macroporosités du sol sous l'effet des forces de pesanteur. Elle peut être éliminée par séchage à l'étuve à une température de 105 °C; [Azzouz F- Z., 2006]
- ▼ **L'eau capillaire ou de rétention**, que l'on rencontre dans les sols non saturés et qui se maintient au contact des particules solides sous l'action des tensions superficielles et prennent naissance à l'interface eau-air. Cette eau, remplit des pores capillaires, si petits qu'ils ont la taille d'un cheveu et malgré la pesanteur, ne peut s'écouler librement;

#### *Remarque*

Fredlund et al. (1977) ont introduit l'interface air-eau (peau contractile) qu'on appelle ménisque comme une quatrième phase car elle influence le comportement mécanique du sol.

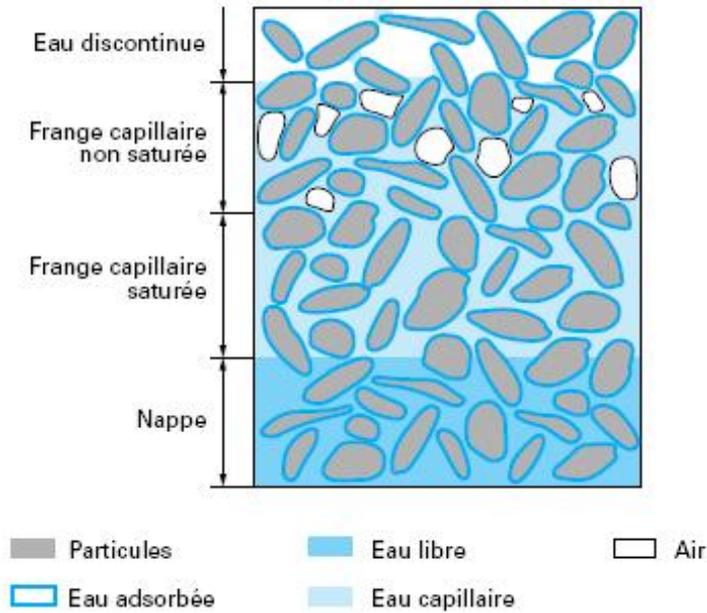


Figure I-2 : Différents états de l'eau dans le sol [P.DELAGE]

Dans le sol, uniquement une partie de l'eau (mobile) qui influe sur la perméabilité des sols non saturés (figure I-3)

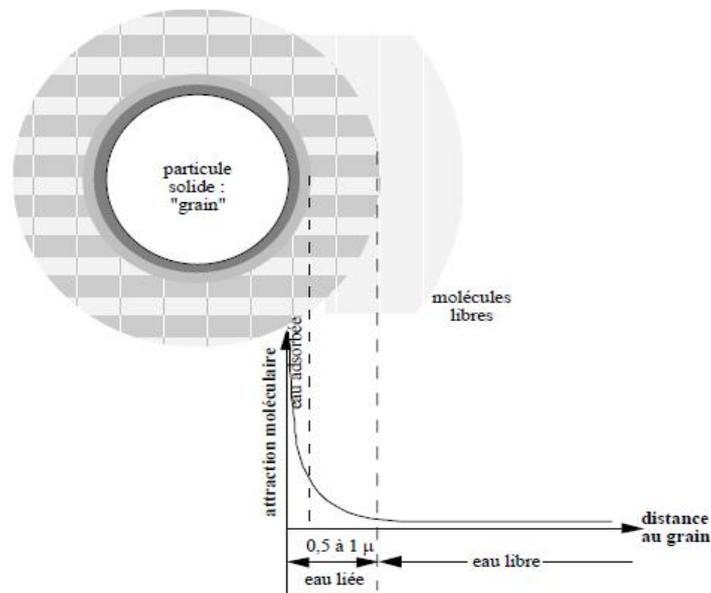


Figure I-3 : Mobilité de l'eau dans le sol

Selon M. CASSAN, 2005, une nappe libre au repos, comprend de bas en haut, trois zones :

- la zone de l'eau libre située au-dessous du niveau hydrostatique tel qu'on le mesure dans un piézomètre ouvert;

- la frange capillaire qui comprend elle-même, à sa base, une zone de saturation dans laquelle tous les pores du sol sont remplis d'eau maintenue en équilibre par les tensions superficielles (eau capillaire continue) et, au-dessus, une zone de rétention dans laquelle certains pores sont occupés par l'eau et les autres par de l'air ou la vapeur d'eau (eau capillaire isolée). L'épaisseur de la zone de rétention est plus importante lorsque la nappe baisse que lorsqu'elle remonte;
- enfin, tout à fait en surface, une zone de dessiccation temporaire dont la teneur en eau, très faible, varie selon les conditions extérieures.

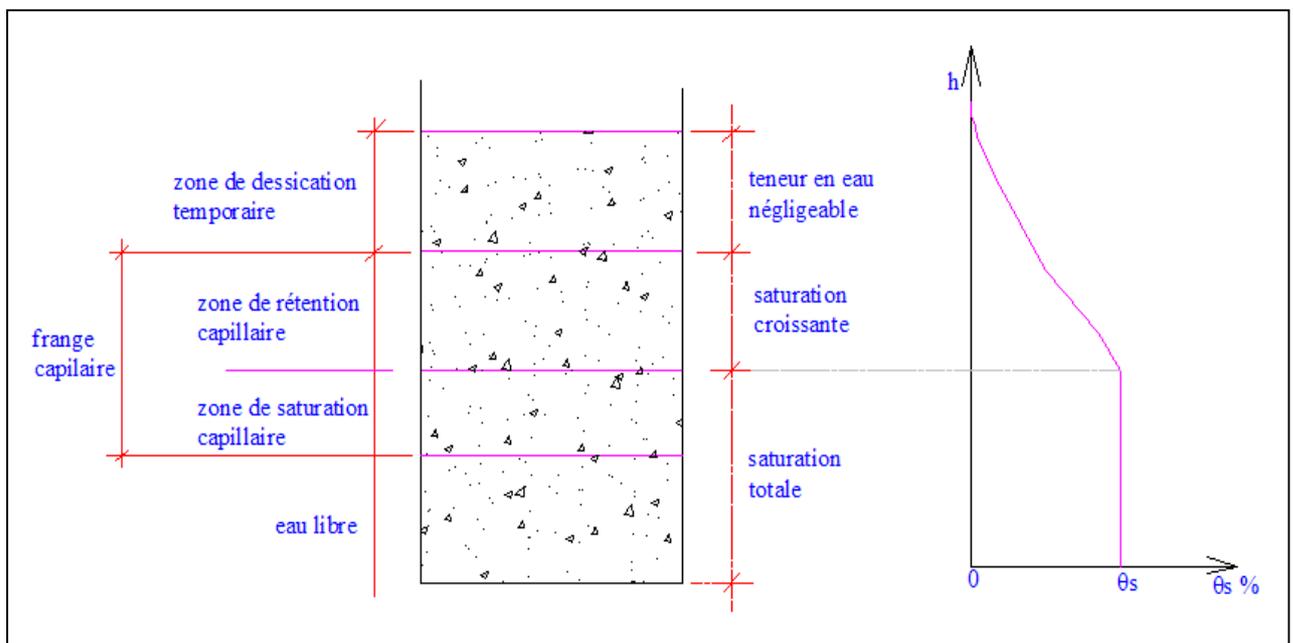


Figure I-4 : différentes zones de sol dans une nappe libre au repos

#### IV. LE GAZ DANS LE SOL

L'influence du gaz sur le comportement du sol dépend largement du degré de saturation. Lorsque la phase gazeuse est continue, l'effet du gaz sur le comportement hydromécanique se traduit par l'effet de la succion. Par contre, lorsque la phase gazeuse est discontinue et se présente sous forme de bulles d'air piégées dans l'eau par exemple, la phase fluide (mélange d'eau et de bulles d'air) du sol se comporte comme un liquide très compressible.

## V. ETAT DES SOLS

On distingue plusieurs états hydriques des sols en fonction de leur engorgement, allant des sols saturés aux sols secs.

### V-1. Les sols saturés

Tous les vides sont remplis, même les porosités les plus larges et le sol ne peut évidemment plus emmagasiner d'eau.

Les proportions en eau varient en fonction de la nature des matériaux qui constituent le substrat. Les sols saturés contribuent inévitablement à alimenter les cours d'eau.

### V-2. La capacité au champ

La capacité au champ désigne l'état d'humidité dans lequel reste le sol après ressuyage car il reste toujours de l'eau retenue dans les porosités. C'est la capacité de rétention maximale en eau. Le ressuyage consiste en une vidange de macroporosités.

### V-3. Le point de flétrissement

Le point de flétrissement est le point à partir duquel la plante sent le manque d'eau. Il intervient lorsque l'eau présente dans les microporosités du sol, les capillaires, ne peut plus être absorbée par les poils absorbants des racines des végétaux : la force de succion des capillaires est supérieure à la pression osmotique résultant de l'évapotranspiration. Bien entendu, le point de flétrissement varie si l'on tient compte de la nature des végétaux.

### V-4. Les sols secs

Cela se produit donc lorsqu'il ne reste plus d'eau dans les capillaires à cause de l'évapotranspiration et de l'évaporation : on le remarque aux fentes de dessiccation qui craquèlent le sol desséché.

## VI. CONCEPTS FONDAMENTAUX DES SOLS NON SATURES

### VI-1. L'analyse granulométrique

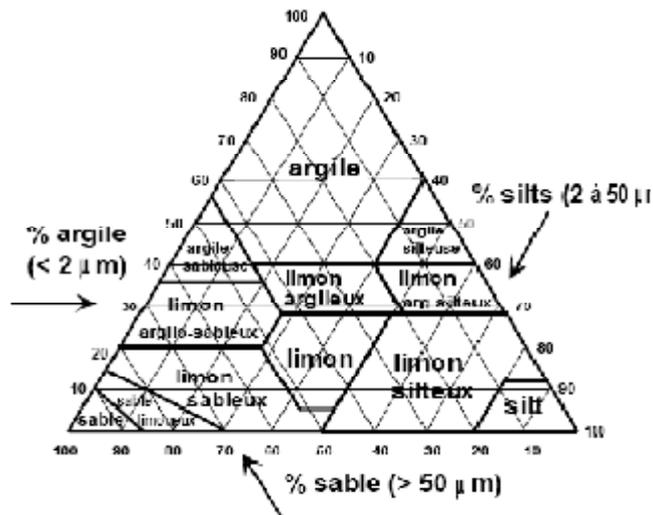
Elle consiste à la détermination de la distribution de la taille des particules du sol. Elle permet alors de déterminer ce qu'on appelle la composition granulométrique du sol. L'utilisation des résultats de l'analyse granulométrique permet dans certains cas, de

déterminer une autre propriété, cette fois hydrodynamique du milieu poreux non saturé : sa courbe de rétention.

## VI-2. La notion de texture du sol

La texture du sol est une caractéristique statique renseigne sur la distribution de taille des particules constituant le sol. Généralement, la caractérisation de la taille des particules se fait en les divisant en trois catégories de tailles ou classes texturales : sable, limon et argile. La figure I-4 montre la détermination des classes texturales selon un diagramme dit triangle de texture.

Figure I-5 : classification triangulaire des sols fins (contenant moins de 30% d'éléments de diamètre supérieur à 2 mm)  
[G. DEGOUTTE et P. ROYET, ]



## VI-3. La notion de structure du sol

La structure du sol est une caractéristique dynamique qui englobe tout ce qui assemble, arrangement et orientation des constituants élémentaires du sol et, peut beaucoup varier au cours du temps à cause des fluctuations des conditions naturelles, de l'activité biologique et des pratiques culturales.

## VI-4. Porosité

La porosité est la capacité d'un solide à se laisser pénétrer par un fluide : on parle d'absorption (comme un buvard). Cette capacité d'absorption dépend de l'importance des vides (les porosités) mais elle dépend aussi du fait que ces mêmes vides soient capables de stocker l'eau.

## VI-5. Teneurs en eau

On peut définir deux teneurs en eau :

∅ une teneur en eau pondérale  $w$ , rapport des masses de fluide et de solide :

$$w = \frac{M_{fluide}}{M_{totale}}$$

∅ une teneur en eau volumique  $\theta$ , rapport des volumes de fluide et de solide :

$$\theta = \frac{V_{fluide}}{V_{total}}$$

Dans notre étude, on s'intéressera surtout à la teneur en eau volumique  $\theta$ . Cette dernière n'est pas constante en zone non saturée, elle varie entre la teneur en eau dite résiduelle, en-deçà de laquelle il n'est pas possible d'aller, et la teneur en eau à saturation  $\theta_s$  qui est égale à la porosité  $n$  :

$$\theta_r \leq \theta \leq n$$

La teneur en eau résiduelle est proche de la teneur en eau du point de flétrissement.

∅ La relation entre  $\theta$  et  $\omega$  :

$$\theta = \frac{\rho_d}{\rho_w} \omega \quad \begin{cases} \rho_d: & \text{masse volumique sec} \\ \rho_w: & \text{masse volumique de l'eau} \end{cases}$$

## VI-6. Degrés de saturation

La saturation est la fraction volumique du fluide :

$$S_{ri} = \frac{V_i}{V_{vides}}$$

La saturation s'intéresse à la répartition des fluides dans la nappe. On a pour plusieurs fluides

$$\sum S_i = 1$$

Lorsqu'il n'y a qu'un fluide en présence (l'eau), on a :

$$S_r = \frac{\theta}{n}$$

∅ On distingue souvent trois intervalles [Boussaid K., 2005] de saturation :

∅  $90\% < S_r < 100\%$  : le sol est considéré comme quasi saturé, et on peut négliger la succion et le comportement de matériau se rapproche de celui d'un sol saturé.

∅  $80\% < S_r < 90\%$  : c'est un intervalle intermédiaire qui correspond à un état de transition où les deux phases liquide et gazeuse sont continues.

∅  $S_r < 80\%$ : la phase eau passe sous forme de gouttes isolées donc discontinue et la phase air est continue. Le comportement mécanique ne peut être étudié en le

dissociant des effets capillaires et des interactions entre les particules d'argile et les gouttes d'eau qui deviennent de plus en plus importantes en s'éloignant de la teneur en eau optimale vers le côté sec. La succion peut rendre compte de tous ces effets.

### VI-7) Saturation résiduelle

La saturation résiduelle  $S_r$  d'un fluide non mouillant est la valeur de la saturation à partir de laquelle la phase non mouillante devient discontinue et est immobilisée par les forces capillaires.

La saturation résiduelle permet de définir la capacité de rétention du milieu ( $m^3$  de polluant/ $m^3$  de milieu poreux) :

$$R = n \cdot S_r$$

Où

$n$  : est la porosité.

Notons que :

$$S_r (ZNS) < S_r (ZNS)$$

*Remarque :*

Aux degrés de saturation élevés, la phase gazeuse devient occlue dans l'eau interstitielle et la mesure de la perméabilité non saturée devient difficile.

### VI-8) Tension de surface

L'interface air-eau possède une propriété, appelée tension de surface. Ce phénomène résulte des forces intermoléculaires qui agissent sur les molécules de la pellicule contractile, et qui sont différentes des forces agissant à l'intérieur de l'eau (Figure 1-6a).

Une molécule, placée dans l'eau, est soumise à des forces égales dans toutes les directions : il n'y a donc pas déséquilibre des forces. Au niveau de la pellicule contractile, une molécule d'eau subit l'action d'une force vers l'intérieur du liquide; afin d'être en équilibre, l'interface génère une tension élastique tout le long de la pellicule. La propriété de l'interface qui lui permet d'exercer cette tension est appelée la tension de surface  $T_s$ ; c'est la tension par unité de longueur de la pellicule (N/m). Elle est tangente à l'interface, et sa valeur décroît quand la température augmente.

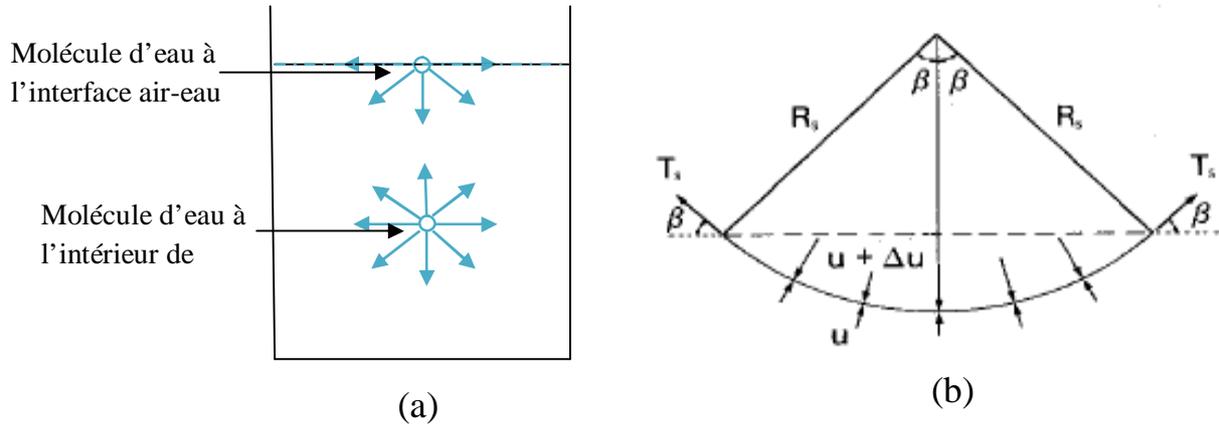


Figure I-6 : Tension de surface. (a) Forces intermoléculaires sur la pellicule contractile et dans l'eau ; (b) Pressions et tension de surface agissant sur la pellicule en deux dimensions

### VI-9) capillarités

Dans la zone non saturée, contrairement aux aquifères, les forces de pression capillaire deviennent importantes et même dominantes. A l'équilibre, il s'établit dans la zone non saturée un profil décroissant de la saturation de 100 % dans la frange capillaire juste au dessus de la nappe phréatique jusqu'à une valeur minimale  $S_r$ , dite saturation critique ou résiduelle.

Le phénomène de capillarité est associé à la composante succion matricielle de la succion totale. La hauteur de l'élévation de l'eau et le rayon de courbure ont un effet direct sur la teneur en eau par rapport à la relation succion matricielle dans les sols.

Expérimentalement, lorsqu'on plonge un tube capillaire de rayon  $r$  dans un réservoir d'eau on constate que le niveau de l'eau dans le tube s'élève à une hauteur  $h$  au dessus du niveau de l'eau dans le réservoir (Figure I-7). Plus le diamètre de tube est petit, plus la hauteur  $h$  est grande. [Szenknect S., 2003]

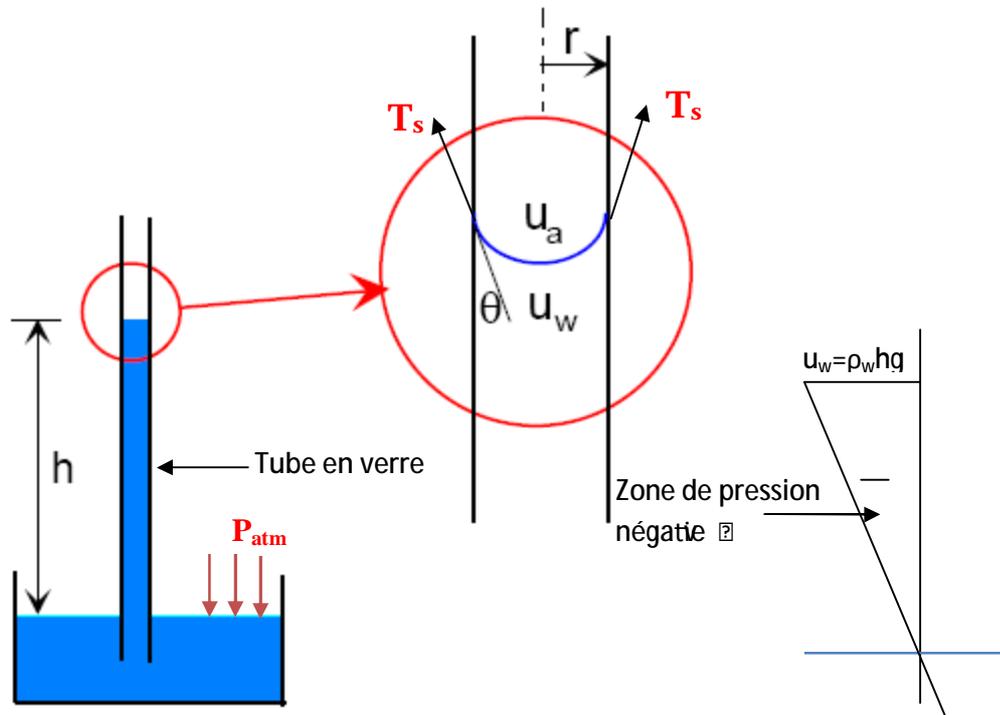


Figure I-7 : Modèle physique du phénomène d'effet capillaire

Lorsque l'eau est mise en contact avec l'air et un solide, une tension superficielle  $T_s$  se produit le long de la ligne de contact au solide à cause de la différence entre les pressions de l'eau  $u_w$  et de l'air  $u_a$  agissant sur l'interface. Physiquement, cette tension superficielle se traduit par le phénomène de capillarité qu'illustre la Figure I-7.

Un tube de rayon  $r$  est plongé dans un bassin d'eau. Sous l'effet de la tension superficielle, l'eau monte dans le tube et a tendance à mouiller la paroi du tube. Ainsi, l'interface air - eau dans le tube prend une courbure et forme un ménisque (figure I-8).

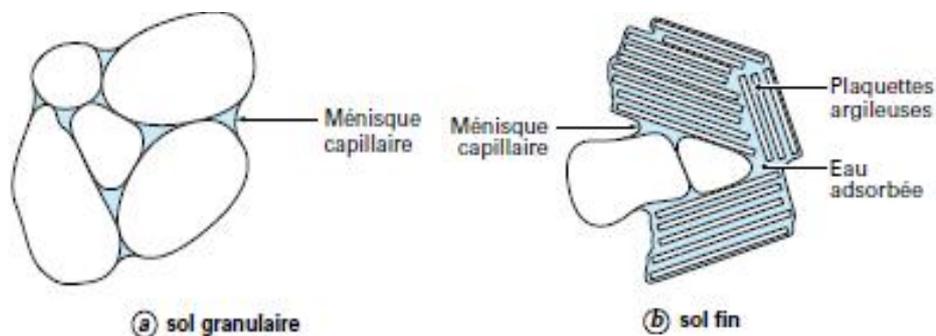


Figure I-8 : ménisque capillaire, a : sol granulaire ; b : sol fin (P. Dalage et Y.J Cui, 2000)

La différence entre la pression de l'air et celle de l'eau est généralement appelée pression capillaire. La relation entre la tension superficielle et la pression capillaire peut être

décrite par la loi de Jurin (simplification de la loi de Laplace basée sur l'hypothèse que l'interface est de forme sphérique) (figure I-5) :

$$u_a - u_w = \frac{2T_s \cos \theta}{r}$$

L'angle de contact  $\theta$  est égal à zéro lorsque l'eau est pure. Dans ce cas, le ménisque forme une demi sphère parfaite, le rayon de courbure du ménisque est égal à celui du tube  $r$ , on a alors:

$$u_a - u_w = \frac{2T_s}{r}$$

**Frangé capillaire du sol** : ascension de l'eau au-dessus de la surface dans l'espace poral (ensemble de tubes)

Les lois de la capillarité ne sont applicables qu'à l'échelle microscopique ( $r \leq 1.5 \cdot 10^{-5}$  mm). La hauteur d'ascension capillaire est d'autant plus importante que le rayon moyen est faible

$$r = B. e. d_{10}$$

Où B : coefficient dépendant de la forme des grains (B=1/3).

## VII) EQUATIONS DES ECOULEMENTS EN MILIEU NON SATURE: Equation de Richards

L'infiltration est le mouvement de l'eau pénétrant dans un milieu poreux depuis la surface du sol et, elle est dirigée principalement par deux forces motrices dont les origines sont la capillarité et la pesanteur [Chahinian N., 2004]. L'équation générale des écoulements en milieu poreux non saturé découle de la combinaison de la loi de Darcy généralisée en milieu non saturé et de l'équation de continuité. Diverses formulations de cette équation sont possibles selon la variable principale considérée à savoir, la succion  $\psi$  ou la teneur en eau  $\theta$ . Cette équation plus connue sous le nom d'équation de Richards s'exprime comme suit [Guinot V., 2006]:

$$V = -K(\theta) \begin{bmatrix} \partial H / \partial x \\ \partial H / \partial y \\ \partial H / \partial z \end{bmatrix}$$

Avec :

$$H = z + \psi(\theta)$$

D'où:

$$V = -K(\theta) \begin{bmatrix} \partial\psi/\partial x \\ \partial\psi/\partial y \\ 1 + \partial\psi/\partial z \end{bmatrix} \quad (1)$$

D'autre part l'équation de continuité s'écrit :

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} + \frac{\partial V_x}{\partial x} + \frac{\partial V_y}{\partial y} + \frac{\partial V_z}{\partial z} = q \quad (2)$$

En substituant (1) dans (2), on obtient :

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial x} [K(\theta) \partial\psi/\partial x] - \frac{\partial}{\partial y} [K(\theta) \partial\psi/\partial y] - \frac{\partial}{\partial z} [K(\theta)(1 + \partial\psi/\partial z)] = q$$

La résolution de cette équation nécessite des méthodes numériques aux différences finies ou aux éléments finis qui, sont à présent satisfaisants et, permettent de modéliser correctement les infiltrations dans les massifs compactés, dans le cas des barrages ou des barrières étanches de confinement.

# **CHAPITRE II**

## **SUCCION DES SOLS NON SATURES**

## I. INTRODUCTION

Dans le domaine de la mécanique des sols, la succion est utilisée de plus en plus pour l'étude des sols non saturés. La connaissance de la succion dans un sol non saturé a de multiples intérêts. En effet, la succion conditionne les mouvements et l'équilibre de l'eau dans la zone non saturée. En outre, elle influence fortement le comportement mécanique des sols. Il est donc indispensable de pouvoir mesurer la succion lorsqu'un sol est en état non saturé. Pour mieux maîtriser l'influence de la succion sur le comportement hydromécanique des sols, il y a un intérêt considérable à savoir contrôler ou imposer la succion dans les essais géotechniques dans la détermination de la courbe de rétention.

La courbe de rétention joue un rôle très important dans la définition de comportement d'un sol non saturé. La courbe de rétention d'eau peut être utilisée pour estimer des fonctions des propriétés non saturées d'un sol telles que la conductivité, la rétention de l'eau, et les fonctions de résistance au cisaillement.

## II. DEFINITION

La succion est une pression plus faible que celle de l'air qui s'exerce sur l'eau à l'intérieur des grains, conduit à des mouvements de l'eau donc c'est une pression négative de l'eau des pores (Silvai, 1966). D'après Bakkari A. (2007) la succion est une mesure de l'attraction entre le sol et l'eau. Ce phénomène permet à l'eau de s'élever à une hauteur supérieure à celle de l'état naturel. La succion est le paramètre le plus important du comportement hydraulique et mécanique des sols non saturés.

La succion du sol peut varier dans un très large éventail, de 0 pour un sol saturé à  $10^6$  kPa pour un sol séché à l'étuve. [Arsenie I-M., 2009]

## III. LES DEFERENTS TYPES DE LA SUCCION

Richards (1974) (Blatz J. A. et al. 2008) a énuméré trois composantes de succion dans les sols non saturés, à savoir, la succion matricielle, adsorption dans le cas des minéraux argileux, et la succion osmotique.

### III-1. Succion matricielle

La succion matricielle exprime la capacité de rétention d'eau de composants du sol, elle est dépendante des propriétés capillaires du milieu et des propriétés d'adsorption développées par les particules d'un sol. Elle est généralement considérée comme la composante dominante de la succion totale dans le cas des sols non-plastique.

#### III-1-1. Succion capillaire

Plus généralement, Lorsqu'un liquide et un gaz sont en contact, l'interface entre les deux phases est le siège d'une tension de surface  $T_s$ . Cette propriété permet d'expliquer le phénomène d'ascension capillaire (Chapitre I). C'est la différence entre les pressions de l'air et de l'eau ou la pression capillaire, qui est le paramètre déterminant des mouvements de fluides dans les milieux poreux. Cette différence de pression se traduit par l'existence d'un ménisque entre l'air et l'eau. Elle est caractérisée par la loi de Jurin. Elle est notée  $S_m$ . Donc on a :

$$\psi_m = u_a - u_w = \frac{2T_s \cos \alpha}{r}$$

Cette définition a été généralisée à n'importe quel état de contrainte mécanique. Aujourd'hui, en Mécanique des Sols, les deux notions de pression capillaire et de succion sont équivalentes.

#### III-1-2. Succion d'adsorption

Dans les sols fins non saturés, contrairement aux sols grenus, l'action d'attraction de l'eau par le sol n'est pas seulement due à la capillarité, mais aussi aux actions d'adsorption physico-chimique car les argiles sont des particules chargées négativement, et de ce fait, ont tendance à adsorber de l'eau à leur surface.

Selon Masekanya J-P. 2008, les forces mises en jeu sont :

- ü la liaison hydrogène entre les molécules d'eau et les atomes d'oxygène ;
- ü les hydroxydes situés à la surface des feuillets argileux ;
- ü l'eau nécessaire à l'hydratation des cations attirés par les défauts de charge du feuillet;

- Ü l'eau attirée par l'attraction osmotique créée par la concentration de cations au voisinage du feuillet;
- Ü l'attraction électrique du pôle positif du dipôle que forme la molécule d'eau ;
- Ü les forces d'attraction de Van der Waals.

### III-2. Succion osmotique

La succion osmotique ou pression osmotique est la capacité de rétention d'eau par les sels présents sous forme dissoute dans l'eau interstitielle. Elle existe lorsque l'eau est une solution saline. Si la concentration de sel est faible, ou dans le cas de sable qui ne contient généralement pas de sels cette composante peut être négligée et la succion totale se réduit à la succion matricielle.

La succion osmotique  $\pi$  est identique à la pression osmotique. Elle est créée par la force liée à la répulsion osmotique lorsque des sels solubles sont présents dans l'eau. Elle dépend de leur concentration. On a :  $\pi$

$$\pi = -\frac{\rho_w R T}{\omega_w} \ln x_w$$

Avec :

$R$  : la constante des gaz parfaits ( $R = 8.31432 \text{ J/(mol K)}$ )

$T$  : la température absolue ( $^{\circ}\text{K}$ )

$\rho_w$  : la masse volumique de l'eau ( $\text{kg/m}^3$ )

$\omega_w$  : la masse molaire de la vapeur d'eau ( $18.016 \text{ kg/ kmol}$ )

$x_w$  : la fraction molaire d'eau dans la solution

Houston et al. 1994 (cité par Alshihabi O., 2002) confirment que la succion osmotique diminue quand le degré de saturation augmente.

En géotechnique elle n'est en général pas pris en compte, car son influence serait négligeable (Fredlund & Rahardjo 1993 ; Delage 1999).

### III-3. Succion totale

La succion totale du sol peut être vue comme la somme de deux composantes principales : la succion matricielle et la succion osmotique (Aitchison, 1965, cité par MEKKI L., 2009)

- la succion matricielle  $\psi_m$  qui est liée au phénomène de capillarité et d'adsorption ;
- la succion osmotique  $\pi$  ;

On peut ainsi écrire :

$$\psi = \psi_m + \pi$$

### IV. EFFETS DE LA SUCCION SUR LES PARTICULES SOLIDES

Dans un sol non saturé, on peut admettre que les pores jouent un rôle semblable aux tubes capillaires. Les tensions superficielles dues aux ménisques trouvent une réaction sur les particules solides (Figure II-1). Ces réactions engendrent certaines contraintes supplémentaires sur le squelette du sol. Elles modifient le champ de déformations et le comportement mécanique en général.

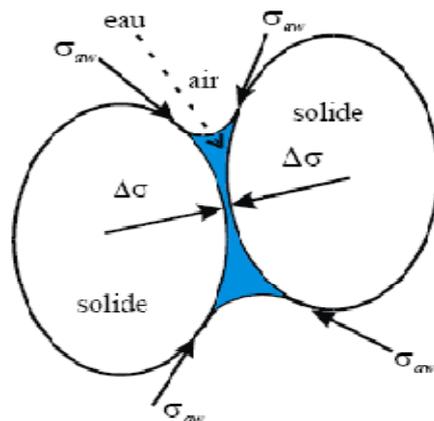


Figure II-1. Effets de la succion sur les grains du sol

### VI. TECHNIQUES DE CONTROLE DE LA SUCCION

#### VI-1. Contrôle par « translation d'axes »

Le principe de translation d'axes a été adapté par les géotechniciens sur des appareils de mécanique des sols (oedomètres, essais triaxiaux, boîte de cisaillement). La technique de translation d'axes a été mise en œuvre par Richards. Il s'agit d'une cellule étanche à l'air dont

la base, sur laquelle repose l'échantillon, est constituée d'une pierre poreuse céramique de fine porosité immergée dans un récipient d'eau à la pression atmosphérique. La loi de Jurin montre qu'une céramique capable de contenir une pression maximale de 500 kPa devra avoir des rayons de pore inférieurs à 0,29  $\mu\text{m}$ . On peut également utiliser des membranes semi-perméables cellulosiques, posées sur une pierre poreuse normale.

La pression d'air étant fixée à une valeur positive supérieure à la pression d'eau, on impose artificiellement une valeur de succion positive :

$$\psi = u_a - u_w$$

L'expérimentation consiste à placer l'échantillon sous pression jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint, ce qui se produit en quelques jours pour des échantillons centimétriques tels que celui de la figure II-2. Une fois l'équilibre atteint, on relâche la pression et on extrait rapidement l'échantillon de la cellule, afin de déterminer par pesée sa teneur en eau sous la succion imposée.

L'ordre de grandeur des succions maximales imposées avec cette technique est de 1,5 MPa, ce qui impose la réalisation de cellules métalliques de confinement extrêmement fiables, vu l'énergie élastique emmagasinée par les volumes de gaz comprimé. [Delage et al.]

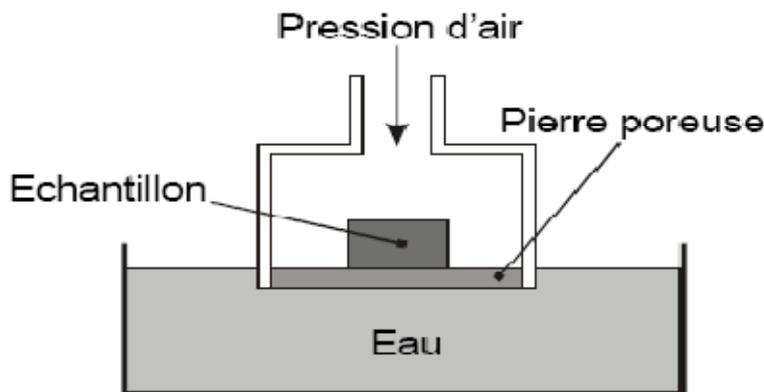


Figure II-2. Cellule de Richards pour le contrôle de succion par translation d'axe  
[DELAGE et al.]

## VI-2. Contrôle par plaque tensiométrique

Une des premières techniques utilisées, la plaque tensiométrique (Figure II-3), est une méthode d'imposition de la succion qui consiste à mettre l'eau d'un échantillon sous tension

en le mettant au contact d'une pierre poreuse céramique saturée d'eau, connectée à un récipient d'altitude variable par le biais d'un tube en U. Un récipient placé plus bas que l'échantillon permet d'exercer une dépression égale à la hauteur d'eau. Ce système permet d'avoir une excellente précision aux très faibles succions, entre 0 et 10 kPa (1 m d'eau). [Masekanya J-P., 2008]

Dans des conditions normales, l'eau ne peut être mise sous tension que jusqu'à la limite imposée par la cavitation, qui est de 80 kPa pour une eau naturelle, ce qui définit la gamme tensiométrique (0 - 80 kPa).

Cette technique est essentiellement utilisée en laboratoire.

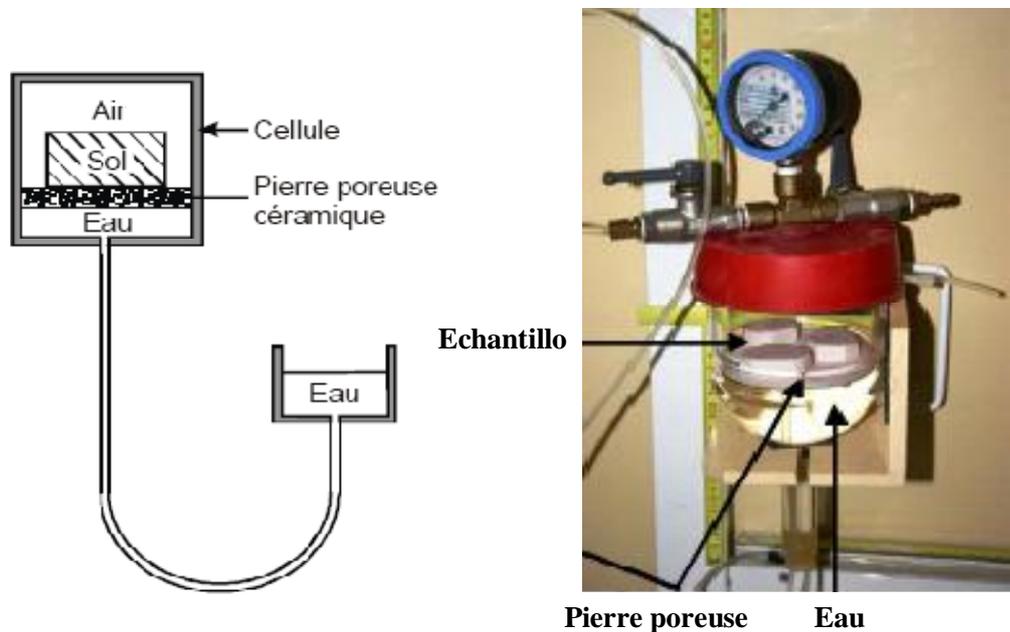


Figure II-3. Plaque tensiométrique (faibles succions) [Delage et al. 2000]

Et [N. Amraoui et al. 2008]

### VI-3. Technique de contrôle osmotique

Le phénomène d'osmose s'observe lorsque deux solutions de concentrations différentes sont en contact à travers une membrane, perméable à l'un des solutés des phases en présence. [Fleureau J.M. et Siba K-S]

La technique osmotique est basée sur l'utilisation de membranes (de dialyse) semi-perméables et d'une solution aqueuse de l'utilisation de membranes (de dialyse) semi-perméables et d'une

solution aqueuse de molécules organiques de polyéthylène glycol (PEG) de grande taille, constituées de longues chaînes de radicaux éthyle (C<sub>2</sub>H<sub>4</sub>), ce qui leur confèrent une masse molaire considérable (pouvant aller de 1000 à 20000 g/mole).

Comme l'eau peut traverser la membrane alors que les molécules de PEG en solution ne le peuvent pas du fait de leur grande taille, un échantillon mis au contact d'une membrane semi-perméable derrière laquelle circule une solution de PEG, est soumis à une succion osmotique d'autant plus forte que la concentration en PEG est élevée.

Cette technique permet de balayer une gamme de succion variant de 50 KPa à 9MPa.

Pour les succions inférieures à 6,25 MPa, la relation est linéaire et prend la forme simple :

$$s = 11 C^2$$

La mise en œuvre de la technique osmotique pour la détermination de la rétention d'eau se fait suivant le principe de la figure II-4 :

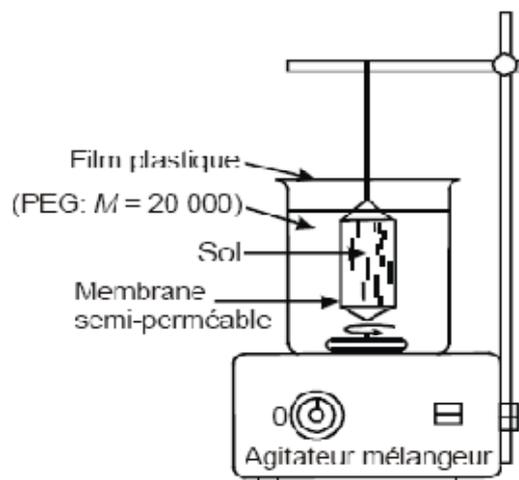


Figure II-4. Mise en œuvre de la technique

Un échantillon entouré d'une membrane osmotique cylindrique est placé dans un bain de solution de PEG posé sur un agitateur magnétique. Des élastiques sont placés autour de l'échantillon de sol pour assurer un bon contact entre le sol et la membrane, et les transferts d'eau interviennent au travers de la membrane jusqu'à l'équilibre, au bout de quelques jours. On extrait alors l'échantillon pour en déterminer la teneur en eau. Du fait des échanges, la concentration de la solution varie légèrement. Sa valeur finale est déterminée par réfractométrie, sachant que le degré Brix de la solution est très sensible aux variations de concentrations (DELAGE *et al.* [1998]).

#### VI-4. Technique de contrôle par phase de vapeur

Elle consiste à placer un échantillon dans une atmosphère confinée à humidité contrôlée dans un dessiccateur (figure II.6), et à laisser les transferts d'eau s'effectuer sous phase vapeur jusqu'à l'équilibre. Ce processus est assez long et peut durer jusqu'à une dizaine de jours, voire plus selon la taille de l'échantillon et la valeur de la succion. L'humidité relative peut être imposée en plaçant dans le dessiccateur une solution d'acide sulfurique à concentration donnée, ou une solution saline saturée. Cette dernière méthode est plus simple d'emploi et moins dangereuse.

Il est préférable d'utiliser cette technique en conditions de température contrôlée à 20° C. L'inconvénient principal est la lenteur des échanges par phase vapeur.

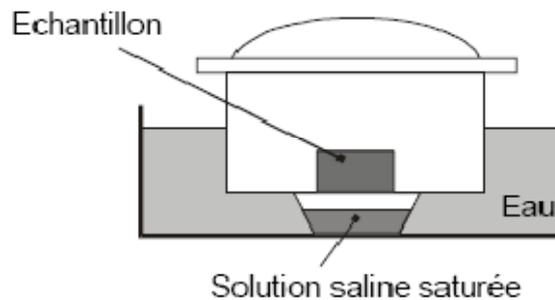


Figure II-6. Contrôle de succion par phase vapeur, à l'aide d'un dessiccateur et d'une solution saline saturée [DALAGE et al.]

Le tableau ci-dessous donne quelques exemples d'humidités et succions possibles pour différents sels (Delage & Cui, 2000).

Tableau III-1 : Relation nature de la saumure - humidité relative – succion

sel	Succion (MPa)	Humidité relative (%)
$K_2SO_4$	4.2	97
$ZnSO_4 \cdot 7H_2O$	12.6	91.3
$(NH_4)_2SO_4$	29	81
NaCl	37.8	76
$NaNO_2$	57.3	66
$Mg(NO_3)_2$	82.8	55
$K_2CO_3$	137.8	44
$KCH_3CO_2$	182.1	20
KOH	331.9	9

## VII. TECHNIQUES DE MESURE DE LA SUCCION

### VII-1. Méthode du papier-filtre

La méthode du papier-filtre est une méthode indirecte, simple et pratique de mesure de succion, utilisable dans n'importe quel laboratoire disposant d'un système de pesée précis au  $1/10\ 000^{\circ}$  de gramme [DALAGE et al.]. Son principe est représenté sur la figure II-7.

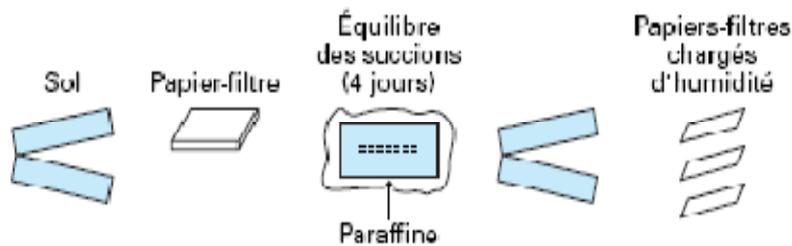


Figure II-7. Méthode du papier-filtre [DELAGÉ et al. ]

D'après Gardner cette méthode peut être utilisée pour mesurer des pressions interstitielles allant de 30KPa à 100000 KPa.

Elle consiste à insérer une triple épaisseur de papier-filtre dans l'éprouvette dont on veut déterminer la succion et à attendre (au moins 24 h) l'équilibre des succions entre le sol et le papier-filtre, en évitant toute évaporation : on peut paraffiner l'éprouvette ou l'envelopper soigneusement d'un sac plastique. On extrait ensuite les papiers-filtres de l'éprouvette et l'on détermine la teneur en eau de la feuille centrale, non polluée, par une pesée au  $1/10\ 000^{\circ}$ e. La connaissance de la teneur en eau et de la courbe de rétention d'eau permet d'accéder à la succion du papier-filtre et donc du sol.

### VII-2. Mesure psychrométrique de la succion

Dans les techniques psychrométriques (Figure II-8), on mesure l'humidité relative à proximité de l'eau interstitielle du sol non saturé, et on en déduit la succion par la loi de Kelvin.

La psychrométrie permet grâce à la mesure de la température, de déterminer l'humidité relative d'une enceinte fermée. Il s'agit d'une méthode assez sophistiquée dont les applications pratiques en mécanique des sols sont encore assez rares, limitée à une succion maximale de 7 MPa (95 % d'humidité relative), au-delà de laquelle les molécules de vapeur

d'eau sont trop rares pour parvenir à la condensation. Cette limitation est repoussée dans le cas du psychromètre à miroir, dans lequel la détection de la condensation est réalisée sur un miroir à température contrôlée, sur lequel est projeté un rayon optique dont on analyse la réflexion. Un système électronique complet gère le refroidissement du miroir et identifie l'instant où des gouttes microscopiques perturbent le rayon optique. Des succions de plusieurs dizaines de mégapascals peuvent être ainsi mesurées.

Le psychromètre à thermocouple fonctionne de la façon suivante : dans un premier temps, la jonction (chrome-constantan) du thermocouple est refroidie par effet Peltier en dessous du point de rosée, et il y a condensation d'une goutte d'eau liquide ; on laisse ensuite l'évaporation se produire, ce qui entraîne un abaissement de la température au niveau de la jonction et une force électromotrice due à l'effet Seebeck qui permet d'accéder à la valeur de l'humidité relative.

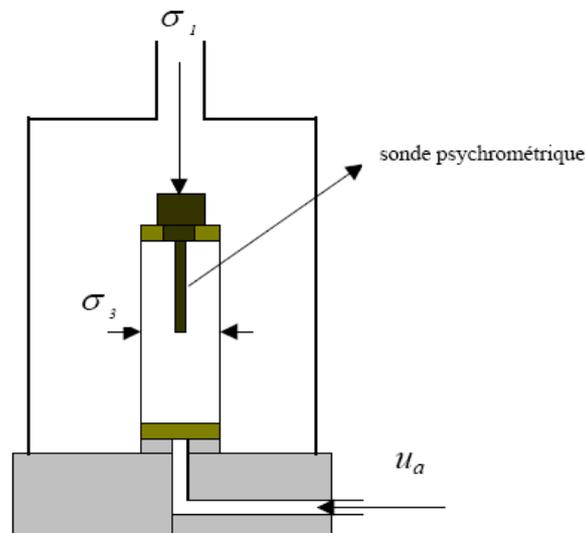


Figure II-8. Schéma de principe de l'équipement triaxial équipé d'une sonde psychrométrique

### VII-3. Le tensiomètre

Le tensiomètre est destiné à mesurer cette pression négative de l'eau dans le sol in situ. Le tensiomètre est constitué par un petit réservoir d'eau désaérée (figure II-9) dont une extrémité est recouverte par une couche de céramique poreuse imperméable à l'air, mais perméable à l'eau, afin d'empêcher le passage d'air. Il est connecté à un manomètre via un tube rempli d'eau désaérée. Pour mesurer la pression négative du sol, on introduit le tensiomètre dans un trou foré préalablement dans le sol ou l'échantillon. Lorsque l'eau du

réservoir est en équilibre avec celle du sol, la pression négative du tensiomètre, mesurée par le manomètre, fournit directement la pression négative de l'eau du sol.

Cette méthode est limitée à une succion maximale de l'ordre de 90 kPa à cause de la cavitation. En pratique, le tensiomètre doit être placé dans une éprouvette ou dans le sol préalablement foré. Donc, il est nécessaire d'assurer à tout moment un bon contact entre le sol et le réservoir d'eau, au travers de la céramique poreuse, afin d'assurer une continuité de la phase d'eau entre le réservoir et le sol, et cela malgré le retrait éventuel du sol.

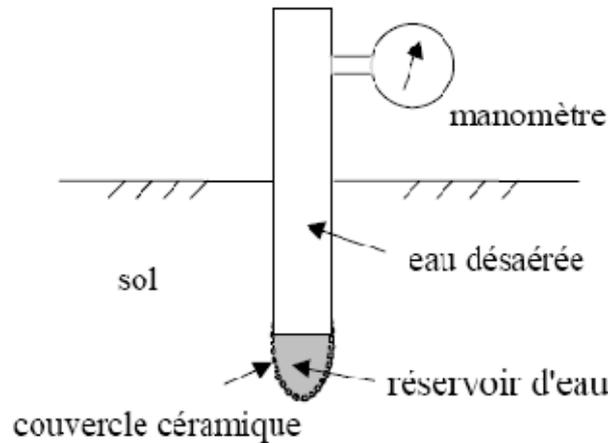


Figure II-9. Schématisation d'un Tensiomètre

#### VII-4. Plaque de succion

Le principe de la plaque de succion est le même que celui du tensiomètre; elle sert aussi à mesurer la pression négative de l'eau d'un sol dont l'air est à la pression atmosphérique. Par contre, cette technique est essentiellement utilisée en laboratoire. La figure II-10 représente une coupe schématique de cet appareil.

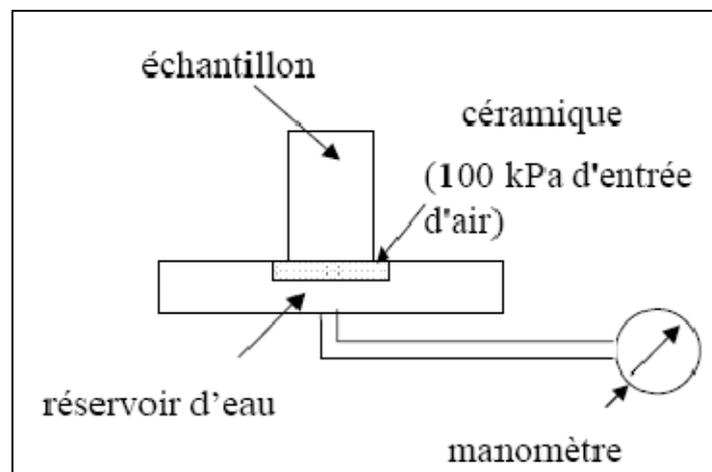


Figure II-10 : Plaque de succion

### VII-5. Méthode de la surpression d'air

Au niveau de l'appareillage de la cellule triaxiale, on applique la pression d'air à l'aide d'une pierre poreuse classique à l'extrémité supérieure tandis qu'à l'autre extrémité, on maintient une pression d'eau positive grâce à un disque en céramique à forte pression d'entrée d'air de sorte que l'air ne peut pas sortir de l'échantillon. Ainsi, une succion constante est imposée dans celui-ci. La sollicitation mécanique peut ainsi être appliquée comme dans les essais triaxiaux classiques de type choisi.

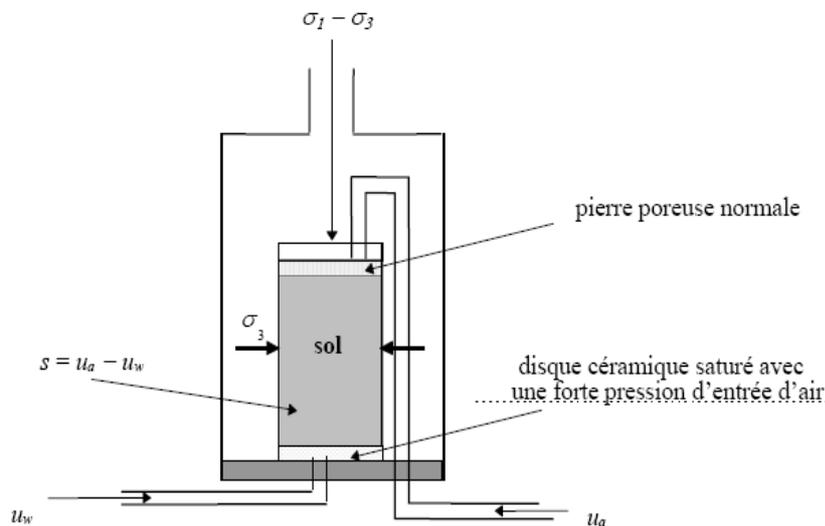


Figure II-11. Schéma d'une cellule triaxiale adaptée aux sols non saturés ; méthode de la surpression d'air

### VIII. COURBE DE SUCCION OU DE RETENTION D'EAU

C'est une grandeur macroscopique fondamentale en physique du sol car elle exprime l'influence de la structure, de la porosité et de l'adsorption sur l'état de l'eau du sol. Les variations de la succion en fonction de la teneur en eau sont représentées à l'aide d'une courbe appelée *courbe de rétention d'eau* (Figure II-14) qui est obtenues par Croney sur un sable argileux (11 % < 2 mm, 31 % < 0,08 mm) [Jean-Pierre MASEKANYA, 2008]. Cette courbe exprime la capacité du sol à attirer et/ou retenir l'eau en fonction de la succion exercée par application de paliers de succion croissante, puis décroissante, le plus souvent à l'aide de la cellule de Richards [Delage P. et al. 2000]. Dans la nature les sols non saturés sont soumis au séchage et au remouillage, phénomènes qui se succèdent en fonction des conditions climatiques. Le séchage a pour effet de diminuer la teneur en eau et par conséquence

d'augmenter la succion. Le remouillage, en revanche, entraîne une augmentation de la rétention d'eau.

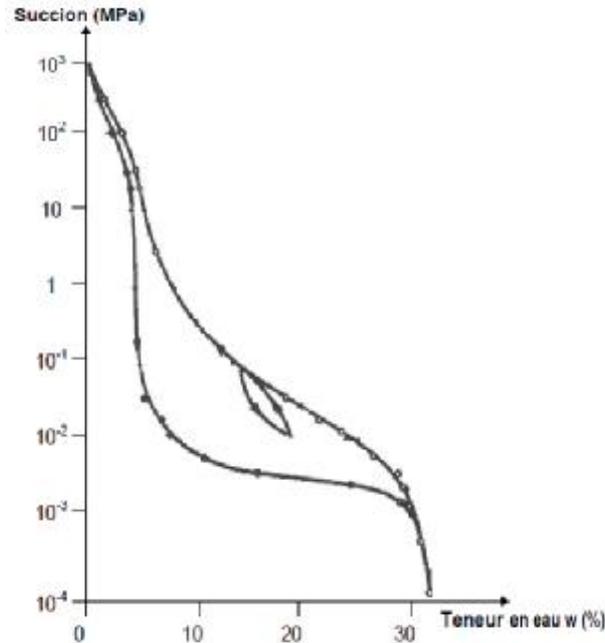


Figure II-12. Courbe de succion

Une courbe de succion est propre à un matériau. La pente de cette courbe indique l'effort de drainage pour faire varier la teneur en eau  $W\%$ .

**N.B:**  $pF$  est le logarithme décimal de la valeur absolue de la succion, exprimée en cm d'eau. Il est utilisé pour éviter la manipulation des chiffres aussi importants.

$1\text{MPa} = 10000\text{ cm d'eau} = pF5$  [Schroeder C., 2002] et [Arsenie I-M, 2009]

### VIII-1. Points caractéristiques de la courbe de rétention

Les paramètres qui permettent de caractériser à première vue la courbe de rétention d'un sol sont le point d'entrée d'air et les teneurs en eau à saturation ( $\theta_s$ ) et résiduelle ( $\theta_r$ ) (figure II-15). Le point d'entrée d'air est la succion  $\psi_b$  à partir de laquelle le sol n'est plus saturé et les pores les plus larges commencent à se vider [Weynants M., 2005 ; Fredlund D.G. et Xing A., 1994].

La teneur en eau résiduelle est la teneur en eau de la quelle la phase liquide n'est plus connexe et l'eau ne circule plus : elle reste piégée dans les pores non connectés. Quelle que soit la valeur du gradient de charge, il est impossible de faire circuler l'eau, donc, la conductivité hydraulique est nulle.

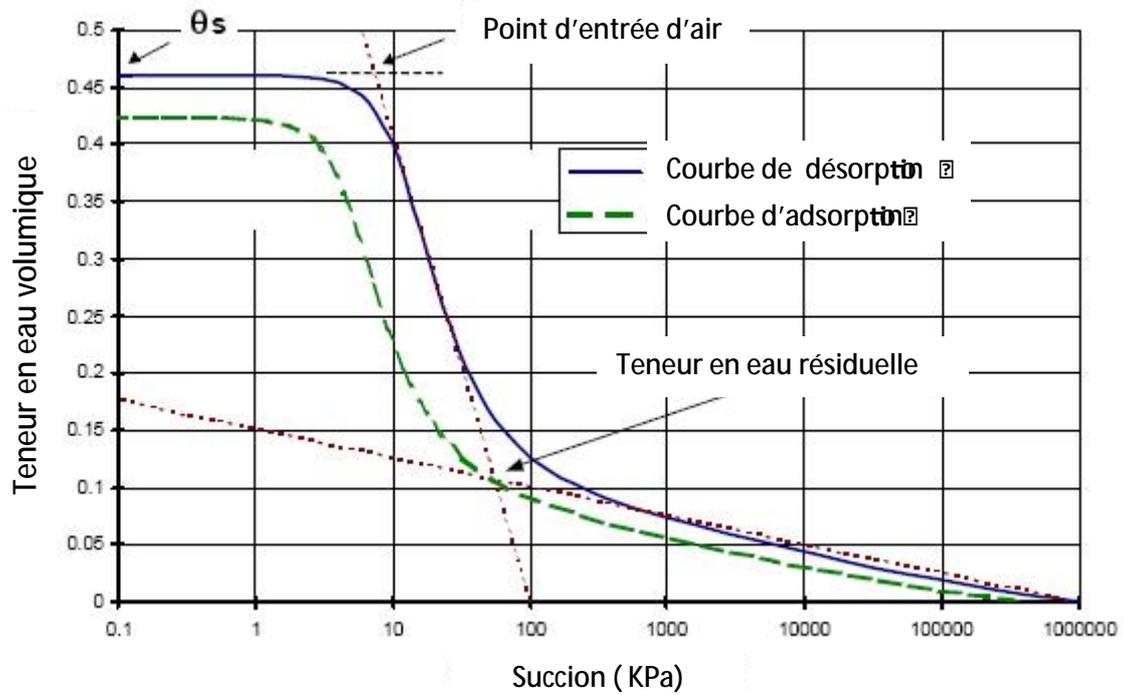


Figure II-13. Les paramètres caractérisant la courbe de suction (M. D. FREDLUND et al. 1997)

La teneur en eau saturée et la valeur de suction de point d'entée d'air augmentent avec la plasticité du sol (figure II-16).

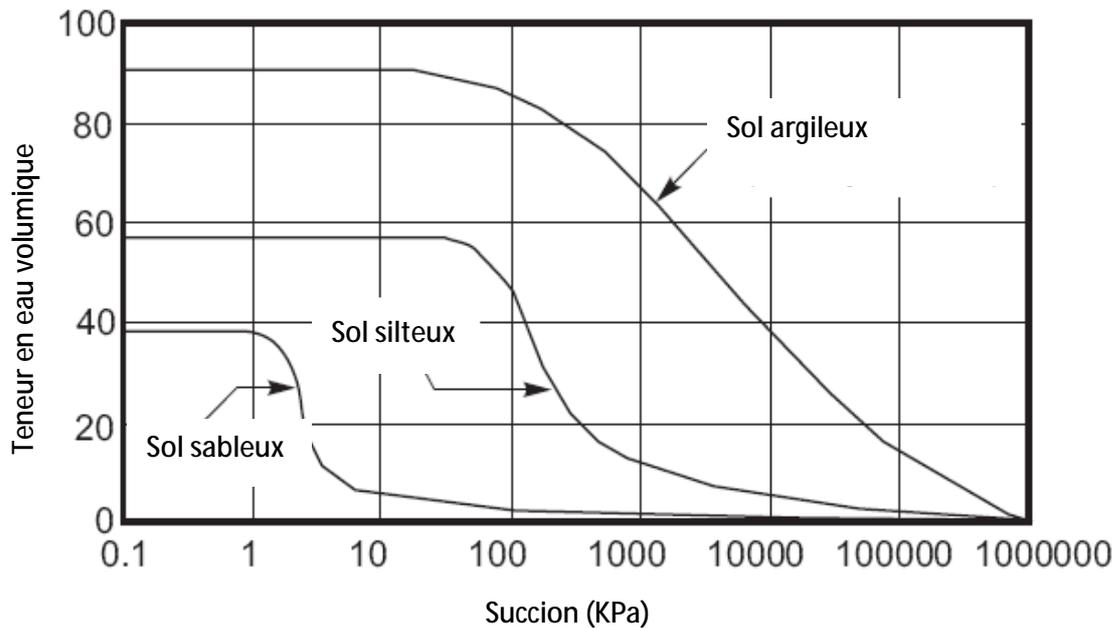


Figure II-14. Influence de plasticité sur la teneur en eau saturé et la valeur d'entrée d'air (D.G. Fredlund et al. 1994)

### VIII-2) différentes phases de la courbe de succion

**Phase I** : c'est la phase d'effet limite ; au voisinage de la teneur en eau à saturation, où la courbe est pratiquement horizontale. Cette partie de la courbe correspond à la « frange capillaire ». Elle traduit le fait qu'il est en général nécessaire d'exercer une dépression non nulle pour arriver à drainer un milieu poreux. Ceci est dû au fait que les pores ne dépassent pas une certaine taille maximale, et que les rayons de courbure des interfaces eau-air sont nécessairement inférieurs à une valeur seuil  $R_0$ .

**Phase II** : c'est la phase de transition où la pente de la courbe de succion est relativement forte.

**Phase III** de la courbe c'est la phase d'effet résiduelle, où la courbe se réduit à une droite d'une faible pente, voire infinie, à mesure que l'on s'approche de la teneur en eau résiduelle. L'assèchement progressif du sol conduit à donner un rayon de courbure de plus en plus faible aux interfaces, donc à augmenter la succion.

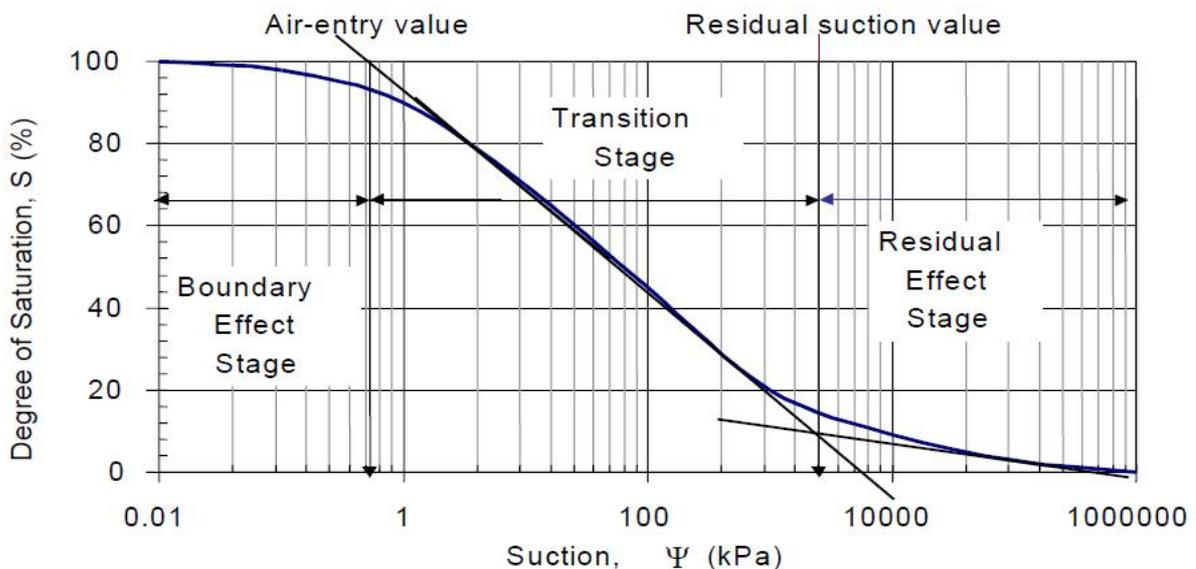


Figure II-15. Différentes phases de la courbe de succion [Vanapalli S.K., et al. 2002]

### VIII-3. Hystérésis de la courbe de succion

On note tout d'abord que le chemin parcouru lors du séchage se situe au-dessus du chemin d'imbibition, ce qui met en évidence un phénomène d'hystérésis : elle n'est pas identique pour une imbibition et un drainage (*Figure II-16*).

La zone comprise entre les deux courbes d'imbibition et de drainage peut être atteinte en appliquant, par exemple, une diminution de succion, à partir d'un point de la courbe de séchage, ou une augmentation de succion à partir de la courbe de remouillage.

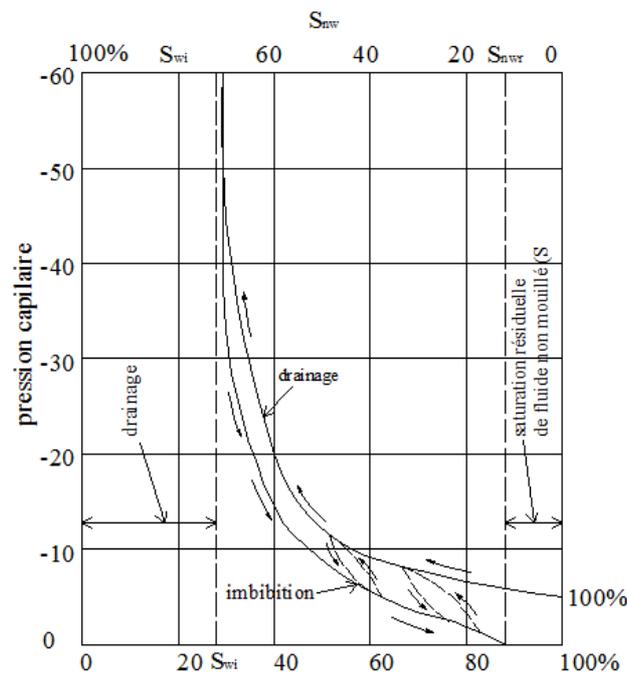


Figure II-16. Phénomène d'hystérésis pour un fluide mouillant lors d'un écoulement bi-phasique

Le phénomène d'hystérésis [Masekanya J-P., 2008] est lié à la morphologie du réseau des pores et à une variation de l'angle de mouillage en fonction du processus d'humidification ou de dessiccation comme le montrent la figure II-17.

- Figure II-17- a: lors d'un séchage, lorsque la succion correspond à la vidange du plus gros tube, le petit tube connecté en parallèle ne se vide pas, ce qui conduit à une teneur en eau plus forte. Lors d'un remouillage, la teneur en eau à la même succion est plus faible du fait que le petit tube est vide;

- figure II-17- b: dans une connexion en série de pores de tailles différentes, l'effet de goulot entraîne également, à la même succion, une teneur en eau plus forte lors du séchage ;
- figure 19c: l'angle de contact au remouillage et lors d'un drainage est différent, comme l'illustre l'effet de goutte évoqué par Bear [1969] cité par [Masekanya J-P., 2008]. L'angle de contact  $\theta_2$  qui correspond à un mouvement relatif provoqué par l'air qui pousse l'eau est inférieure à l'angle  $\theta_1$  qui correspond au mouvement relatif provoqué par l'eau qui pousse l'air.

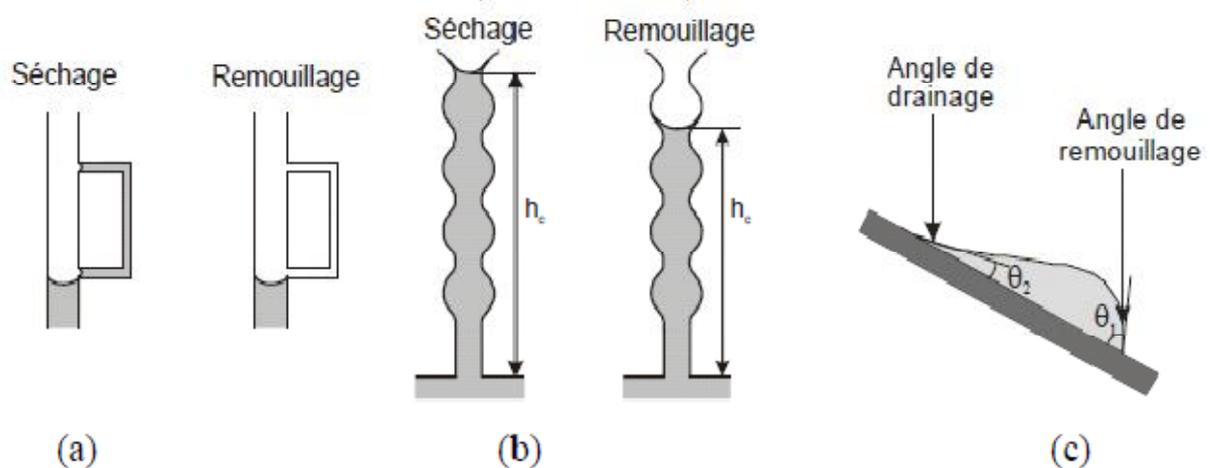


Figure II-17. Mécanismes invoqués pour l'hystérésis des courbes de rétention d'eau

[Masekanya J-P., 2008]

#### VIII-4. Formules de la courbe de rétention

La courbe de rétention peut être déterminée par plusieurs méthodes, soit par des méthodes directes, celles de laboratoire que nous avons déjà citées précédemment, soit par des méthodes indirectes (empiriques, statistiques, macroscopiques) :

- ∅ Les modèles empiriques sont développés en utilisant les résultats des tests de laboratoire.
- ∅ Les modèles statistiques utilisent les propriétés physiques du sol représenté par la courbe de succion.
- ∅ Les modèles macroscopiques sont des expressions analytiques qui tiennent compte de nombreuses variables qui influencent le débit d'eau dans le sol.

Plusieurs auteurs ont proposé des formules dans la littérature qui permettent d'obtenir la courbe de succion ou de rétention d'eau.

**a) Equation de Brooks et Corey (1964)**

Ce modèle est basé sur des observations d'un grand nombre de carottes de roche consolidées, [Shao Y. et Irannejad P., 1998], Brooks et Corey (1964) ont dérivé une équation empirique de la courbe rétention d'eau.

$$\begin{cases} \Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left(\frac{\psi}{\psi_s}\right)^{-\lambda} & \psi \geq \psi_s \\ \Theta = 1 & \psi \leq \psi_s \end{cases}$$

Où :

$\lambda$ : est appelé l'indice de distribution de la dimension des pores. (il est plus élevé que le sol est grossier [Guedenon E., 2010])

$\psi_s$  : est la succion matricielle à saturation

$\Theta$  : teneur en eau normalisée (sans dimension)

$\theta_r$ : teneur en eau résiduelle

$\theta_s$ : teneur en eau saturée

Les paramètres  $\lambda$ ,  $\theta_r$ ,  $\theta_s$ ,  $\psi_s$ , sont des obtenus par calage sur les valeurs sur les valeurs expérimentales. [Guedenon E., 2010]

La teneur en eau normalisée peut être aussi remplacée par le degré de saturation,  $S_r$ . [Fredlund D-G. et Xing A. 1994]

Où :

L'allure de la courbe est la suivante :

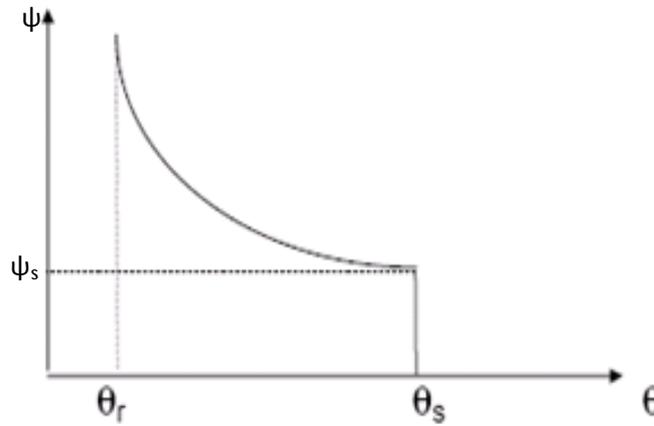


Figure II-18 : Courbe de rétention d'eau de Books et Corey. [S. Szenknect ,2003].

**b) Equation de van Genuchten (1980)**

Van Genuchten (1980) a lui aussi proposé une expression analytique simple qui permet la représentation des courbes capillaires en établissant la relation entre la teneur en eau normalisée  $\Theta$ , avec la pression capillaire  $P_c$  (Pa) ou de succion  $\psi$  à l'aide de deux paramètres empiriques,  $\alpha$  ( $\text{Pa}^{-1}$ ) et  $m$ :

$$\Theta = [1 + (\alpha |\psi|)^n]^{-m}$$

$$m = 1 - \frac{1}{n}$$

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

Donc :

$$\theta(\psi) = \begin{cases} \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \cdot \left(1 + |\alpha\psi|^{\frac{1}{1-m}}\right)^{-m} & \psi > \psi_s \\ \theta_s & \psi \leq \psi_s \end{cases}$$

Où

$\theta_r$  : est la teneur en eau résiduelle [ $\text{L}^3 \text{L}^{-3}$ ],

$\theta_s$  : est la teneur en eau à saturation [ $\text{L}^3 \text{L}^{-3}$ ],

$\psi$  : est la succion du sol [L],

$\alpha$  : est un paramètre empirique égale à l'inverse de la charge capillaire critique  $h$  [ $\text{L}^{-1}$ ],

$n$  : est un paramètre empirique (supérieur à 1),

Les paramètres de forme du modèle de Van Genuchten sont liés par la relation suivante :

$$m = 1 - (K_m/n) \text{ Tel que } k_m \text{ est un réel positif.}$$

Afin d'obtenir une expression analytique de la relation décrivant la courbe caractéristique de conductivité hydraulique, Van Genuchten, 1980 utilise des valeurs de  $k_m$  entières. Ces valeurs sont liées au choix d'un modèle de tubes capillaires pour décrire la géométrie du réseau poral.

Si l'on choisit le modèle de Burdine, 1953,  $k_m = 2$  et on obtient la condition de Burdine qui relie  $m$  et  $n$  par :

$$m = 1 - (2/n)$$

En utilisant le modèle de Mualem, 1976,  $k_m = 1$  et on obtient la condition de Mualem qui relie  $m$  et  $n$  par :

$$m = 1 - (1/n)$$

L'allure de la courbe est la suivante :

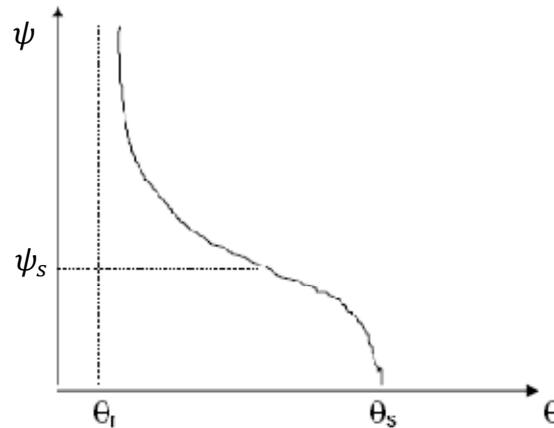


Figure II- 19 : Courbe de rétention d'eau de Van Genuchten. [Szenknect S., 2003].

### c) Equation de Fredlund et Xing (1994)

Fredlund et Xing (1994) ont montré que la courbe caractéristique de rétention d'eau décrite par l'équation de Van Genuchten chute rapidement vers une teneur en eau égale à zéro, sur une gamme extrêmement faible de succion. Par conséquent elle n'est pas appropriée dans la zone élevée de succion. Afin de décrire plus exactement la courbe caractéristique de rétention d'eau, les auteurs ont proposé une autre formulation donnée par l'équation suivante :

$$\theta(\psi) = C(\psi) \left[ \frac{\theta_s}{\left[ \ln \left[ e + \left( \frac{\psi}{a} \right)^n \right] \right]^m} \right]$$

Où :

$e$ : est la base des logarithmes népériens qui égale à 2.71828,

$a$ : est approximativement la valeur de la succion correspondant au point d'entrée air du sol,

$n$ : est un paramètre du sol relié à la pente de la courbe de rétention d'eau, au point d'inflexion,

$m$ : est un parameter lié à la teneur en eau résiduelle,

$\theta_s$ : est la teneur en eau volumétrique saturée,

$C(\psi)$ : est une fonction de correction définie comme :

$$C(\psi) = 1 - \frac{\ln \left( 1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left( 1 + \frac{10^6}{\psi_r} \right)}$$

Avec :

$\psi_r$ : est la succion correspondante à la teneur en eau résiduel  $\theta_r$ ,

**Tableau II : Les formules de la courbe de rétention**

auteurs	année	Equations	paramètres
Gardner	1958	$\theta(\psi) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{1 + a\psi^b}$	a, b
Brooks and Corey	1964	$\theta(\psi) = \theta_s \text{ pour } \psi \leq \psi_{ae}$ $\theta(\psi) = \theta_s \left( \frac{\psi}{a} \right)^{-n} \text{ pour } \psi > \psi_{ae}$	a, n
King	1964	$\theta(\psi) = \theta_s \left[ \frac{\cosh(\psi/\psi_0)^b - \frac{\theta_s - \theta_r}{\theta_s + \theta_r} \cosh(a)}{\cosh(\psi/\psi_0)^b + \frac{\theta_s - \theta_r}{\theta_s + \theta_r} \cosh(a)} \right]$	$\psi_0$ , a, b, $\theta_r$

Brutsaert	1966	$\theta(\psi) = \frac{\theta_s}{1 + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n}$	a, n
Farrel et Larson	1972	$\psi = a \exp[\alpha(\theta_s - \theta)]$	
Campbell	1974	$\frac{\theta}{\theta_s} = \left(\frac{\psi_{aev}}{\psi}\right)^{\frac{1}{b}} \quad \text{pour } \psi < \psi_{aev}$ $\theta = \theta_s \quad \text{pour } \psi > \psi_{aev}$	$\theta_s, \psi_{aev}, b$
van Genuchten	1980	$\theta(\psi) = \frac{\theta_s}{\left[1 + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right]^m}$	a, m, n
van Genuchten-Mualem	1980	$\theta(\psi) = \frac{\theta_s}{[1 + (a\psi)^n]^{(1-1/n)}}$	a, n
Genuchten-Burdine	1980	$\theta(\psi) = \frac{\theta_s}{[1 + (a\psi)^n]^{(1-2/n)}}$	a, n
Tani equation	1982	$\theta(\psi) = \theta_s \left(1 + \frac{a - \psi}{a - n}\right) \exp\left(-\frac{a - \psi}{a - n}\right)$	a, n
Williams et al.	1983	$\ln \psi = a + b \ln \theta_w$	a, b
Boltzman equation	1984	$\theta(\psi) = \theta_s \quad \text{pour } \psi \leq \psi_{aev}$ $\theta(\psi) = \theta_s \exp\left(\frac{a - \psi}{n}\right)^{-n} \quad \text{pour } \psi > \psi_{aev}$	a, n

McKee et Bumb	1984	$\theta(\psi) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \exp\left(\frac{(a - \psi)}{b}\right)$	a, b, $\theta_r$
McKee et Bumb	1987	$\theta(\psi) = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{1 + \exp\left(\frac{(\psi - a)}{b}\right)}$	a, b, $\theta_r$
Fermi equation	1987	$\theta(\psi) = \frac{\theta_s}{1 + \exp\left(\frac{\psi - a}{n}\right)}$	a, n
Assouline et al. 998)	1998	$\theta(\psi) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) \times \left[1 - \xi \left(\frac{1}{\psi} - \frac{1}{\psi_r}\right)^\eta\right]$	$\xi, \eta$
Feng and Fredlund	1999	$\theta(\psi) = \frac{\theta_s b + c \psi^d}{b + \psi^d}$	b, c, d
Pereira and Fredlund	2000	$\theta(\psi) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left[1 + \left(\frac{\psi}{c}\right)^b\right]^a}$	$\theta_r, b, c, d$
Gilson and Fredlund	2004	$\theta(\psi) = \frac{S_1 - S_2}{1 + (\psi/\sqrt{\psi_b \psi_{res}})} + S_2$  $S_i = \frac{\tan\theta_i(1 + r_i^2)\ln(\psi/\psi_i^a)}{(1 - r_i^2 \tan^2\theta_i)}$ $+ (-1)^i \frac{(1 + \tan^2\theta_i)}{(1 - r_i^2 \tan^2\theta_i)} \sqrt{r_i^2 \ln^2\left(\frac{\psi}{\psi^2 + \frac{a^2(1 - r_i^2 \tan^2\theta_i)}{1 + \tan^2\theta_i}}\right)}$ $+ S_i^a$	

Où :

$\theta$ : est la teneur en eau,

$\psi$  : est la succion,

a, b, c sont les paramètres liés aux propriétés du matériau,

$\theta_r$  : est la teneur en eau résiduelle

$\theta_s$  : est la teneur en eau en état saturé.

**N.B :**

$\psi_{aev}$  : lié à la pression d'entrée d'air au-dessus de laquelle le sol est pratiquement saturé ( $\theta \approx \theta_s$ ). Il représente aussi la hauteur de la frange capillaire se développant au-dessus des zones saturées en eau. Cette frange correspond à peu près à l'intervalle de pression présentant un palier significatif de teneur en eau

**VIII-5. Pedo-Transfer Function (PTF)**

Les mesures directes de la succion sont coûteuses et longues ; en conséquence des procédures sont développées pour prédire la courbe de succion du sol à partir des propriétés du sol facilement mesurables, comme la distribution granulométrique, la teneur en matières organiques et la densité sèche du sol. Ces modèles sont connus sous le nom fonctions de pedo-transfert FPT (Pedo-Transfer Function (PTF<sub>s</sub>)). Leur rôle est donc de transformer les données de base obtenues lors de prospections pédologiques en paramètres utilisables pour des simulations ou plus simplement de « convertir les données que nous avons en données dont nous avons besoin ». Bien qu'à la base, les fonctions de pedo-transfert aient été déterminées grâce à des régressions simples (Salter et Williams, 1965 ; Salter et al. 1966) cité par [Chahinian N., 2004]. L'utilisation des pedo-Transfer Function a des avantages significatifs dans l'estimation des propriétés des sols non saturés.

Estimer indirectement la courbe caractéristique est très intéressant compte tenu de la simplicité et l'économie qui caractérise la procédure. Les fonctions de Pedo-transfert peuvent être classées en deux groupes [M. Huang et al. 2010]:

- Ø Le premier groupe de PTF<sub>s</sub> utilise des estimations statistiques des propriétés du sol pour décrire la courbe de succion ou de rétention d'eau. Les propriétés du sol sont : la taille des particules et les propriétés de volume –masse.
- Ø Le deuxième groupe de PTF<sub>s</sub> utilise une approche physico-empirique qui permet de convertir la distribution granulométrique en distribution de la taille des pores.

## IX. CONCLUSION

La succion du sol est une variable clé dans les sols non saturés. Dans la pratique, une meilleure connaissance du statut de l'eau et des propriétés de rétention et de transfert de l'eau dans les sols non saturés permet de mieux comprendre le comportement d'ouvrages bâtis en sol non saturé tels que les ouvrages en sol compacté (remblais routiers, barrages en terre, barrières géologiques d'étanchéité de centres de stockage de déchets).

La détermination expérimentale de la courbe de rétention d'eau du sol nécessite beaucoup de temps, d'effort et doit utiliser plusieurs techniques pour obtenir la courbe complète, chacune des techniques n'étant valable que dans un intervalle limité de succion.

La mesure et le contrôle de la succion sont donc des opérations délicates, et les techniques utilisées présentent des avantages et des inconvénients.

Généralement la courbe de rétention d'eau du sol n'est pas une propriété qui est régulièrement déterminée dans les laboratoires de mécanique du sol. Donc en absence de données expérimentales, on peut estimer cette courbe à l'aide des modèles de prédiction.

La tendance actuelle consiste à établir des fonctions de pedotransfert pour déterminer les paramètres d'un modèle mathématique pour la relation  $\theta(\psi)$ . A ce propos il est intéressant de relever que les FPT les plus représentatives sont celles qui relient les paramètres qui ont un sens physique aux caractéristiques texturales du sol [M. Lamara et al. 2009]. Les fonctions de Pedo-transfert présentent l'avantage d'être économiques et faciles à utiliser.

# **CHAPITRE III**

## **GENERALITES SUR LA PERMEABILITE**

## I. DEFINITION DE LA PERMEABILITE

Propriété d'un corps, d'un milieu solide - notamment un sol, une roche - à se laisser pénétrer et traverser par un fluide, notamment l'eau, sous l'effet d'un gradient de potentiel. Selon Margat J. 1999, la perméabilité est synonyme de coefficient de perméabilité (de Darcy, relativement à l'eau) : constante de proportionnalité  $K$  liant la vitesse de filtration au gradient de charge hydraulique dans la loi de Darcy. Elle reçoit des qualificatifs relatifs à son ordre de grandeur (perméabilité élevée, faible), aux rapports entre la structure du milieu (anisotropie) et la direction moyenne du flux (perméabilité directionnelle, horizontale, verticale,...), ou encore à l'état de saturation du milieu (perméabilité relative d'un milieu non saturé).

Dans le cas des sols non saturés, la conductivité hydraulique est une variable clef dans beaucoup de problèmes géotechniques et géo-environnemental. Ceux-ci incluent des structures de gestion des déchets, des barrières argileuses pour dans les zones de contamination, la stabilité des routes et des remblais de chemin de fer, et des barrages en terre.

## II. LOI DE DARCY

Henry Darcy propose une loi expérimentale à la suite d'observations d'écoulements d'eau sous pression dans une conduite verticale remplie de sable (Portet F., 2003).

Son dispositif expérimental lui a permis de maintenir une charge hydraulique constante en haut et en bas de l'échantillon durant le test, ce qui est montré sous forme schématique sur la figure III-1 :

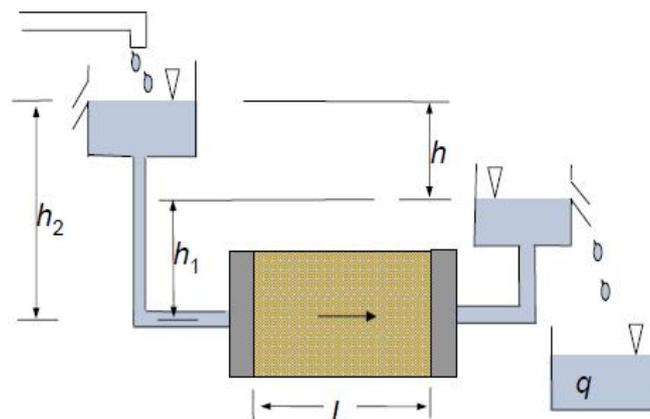


Figure III-1. Schématisation de dispositif expérimental de Darcy

En milieu non saturé (Diaw El-H.B., 1996), le principe de proportionnalité entre le gradient de potentiel et la densité de flux échangé reste valable et s'exprime de manière analogue à celle de la loi de Darcy en milieu saturé. Mais, la différence fondamentale est qu'en milieu

non saturé, la conductivité hydraulique varie avec la pression matricielle et que cette relation est non linéaire. Ceci entraîne alors, une relation flux-gradient de potentiel (garant de l'écoulement) essentiellement non linéaire.

$$k = \frac{qL}{A(h_1 - h_2)} = \frac{qL}{Ah}$$

Où A et L désignent la section et longueur d'écoulement, h la différence de charge entre les deux extrémités du tube de sol.

On écrit

$$v = k \frac{h}{L}$$

Le rapport  $i = \frac{h}{L}$  est appelé gradient hydraulique. On a donc :

$v = k i \rightarrow$  C'est la célèbre loi de Darcy qui varie selon le type de sol (figure III-2)

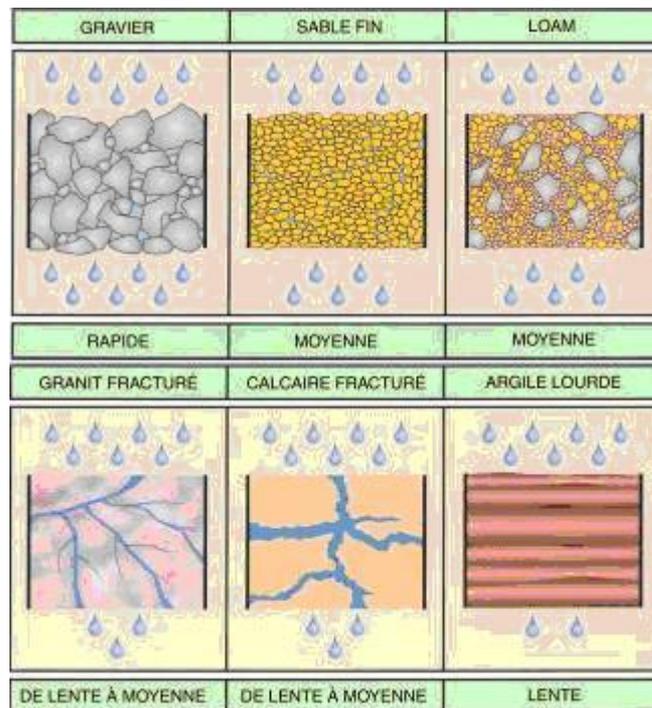


Figure III-2 : Variation de la vitesse de percolation de l'eau. (Myslik J., 2007)

- En zone saturée, « h » représente la pression hydrostatique exercée en un point du sol par la colonne d'eau qui le surmonte. Comme le système est envahi d'eau, la pression de l'eau est plus forte que la pression de l'air ( $h > 0$ ).

- En zone non saturée, « h » représente l'intensité des forces de capillarité et d'adsorption qui attirent et lient la phase liquide à la phase solide ( $h < 0$ ). Dans le cas d'effets strictement capillaires, elle est directement reliée au rayon de courbure des ménisques (interfaces eau / air formés dans les capillaires du sol) par la loi de Jurin.

### II-1. Domaine de validité de la loi de darcy

Pour que la loi de Darcy soit valide, il faut que l'écoulement soit laminaire, ce qui est généralement le cas dans les milieux poreux. La vérification de cette condition se fait à l'aide du nombre de Reynolds,  $R_e$ . En mécanique des fluides,  $R_e$  mesure l'importance des forces d'inertie par rapport aux forces de viscosité. Il est donné par :

$$R_e = \frac{q D}{\nu}$$

Avec :

$q$  : la vitesse

$\nu$ : la viscosité cinématique ( $\mu/\rho$ )

$D$  : la longueur représentatif de l'écoulement

En réalité, les cas où la loi de Darcy n'est pas applicable sont limités aux formations très hétérogènes, aux réseaux karstiques et lorsque la vitesse d'écoulement est très élevée.

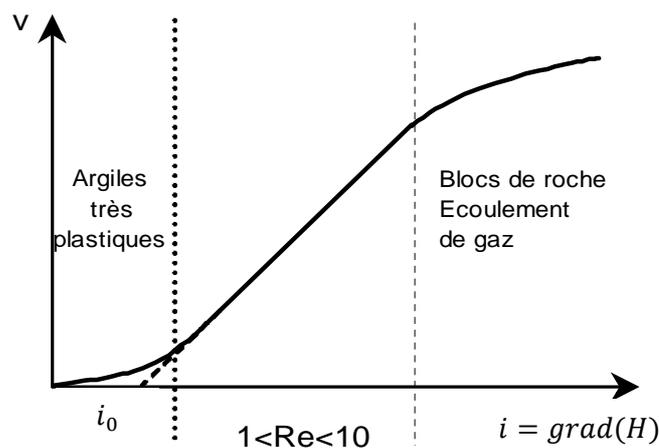


Figure III-2. Domaine de validité de la loi de Darcy

Pour les écoulements en milieux poreux,  $q$  est considéré comme la densité de flux, et  $D$  est égale au diamètre effectif des grains  $d_{10}$ . [Al bitar A., 2007]

## II-2. Généralisation de la loi de Darcy

Dans un milieu non saturé, on utilise la Loi de Darcy généralisée. Pour un sol homogène et isotrope.

On a :

$$\vec{v} = -k \overrightarrow{\text{grad}} \Delta H$$

Avec  $\nabla h$  : le vecteur gradient hydraulique est tangent à la ligne de courant et est orienté dans le même sens.

En coordonnées cartésiennes :

$$v_x = -k \frac{\partial h}{\partial x}$$

$$v_y = -k \frac{\partial h}{\partial y}$$

$$v_z = -k \frac{\partial h}{\partial z}$$

**Tableau III-1 : Valeurs de perméabilité selon Castagny G., 1992 cité par Portet F., 2003**

k en m/s	10	1	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-9</sup>	10 <sup>-10</sup>	10 <sup>-11</sup>
<b>granulométrie homogène</b>	gravier pur				sable pur			sable très fin			limons	argile	
<b>granulométrie variée</b>	gravier gros & moy		gravier et sable		sable et limons argileux								
<b>degrés de perméabilité</b>	TRES BONNE - BONNE					MAUVAISE					NULLE		
<b>type de formation</b>	PERMEABLE					SEMI-PERMEABLE					IMPERMEABLE		

**Tableau III-2 : Valeurs de perméabilité de quelques sols [Portet F., 2003]**

Sols	k en m/s
Sable de fontainebleau (grenu)	2.10 <sup>-5</sup>
Argile verte du Sannoisien (fin)	8.10 <sup>-10</sup>
Limon d'Orly (fin)	5.10 <sup>-8</sup>
Tourbe de Bourgoin (organique)	2.10 <sup>-8</sup>
Vase de Martrou (organique)	4.10 <sup>-9</sup>

### III. TYPES D'ECOULEMENTS

#### III-1. Ecoulement saturé

Ecoulement en milieu poreux saturé avec une porosité effective totalement remplie d'eau.

#### III-2. Ecoulement non-saturé

Ecoulement en milieu non saturé, la porosité étant seulement partiellement remplie d'eau et le reste d'air. La résistance à l'écoulement de l'air est négligée et la pression de l'air est en équilibre avec la pression de l'atmosphère en permanence. Les équations classiques régissant l'écoulement non saturé (sans saturation variable) sont les équations de Richards.

### III-3. Ecoulement variablement saturé

L'eau s'écoule dans un milieu partiellement saturé, i.e., contenant des zones saturées et d'autres zones non saturées. Dans le cas général, plusieurs zones saturées et non saturées peuvent coexister, et leurs distributions spatiales peut évoluer dans le temps.

## IV. TYPES DE PERMEABILITES

### IV-1. Perméabilité géométrique ou intrinsèque

En génie civil, la perméabilité intrinsèque est très rarement utilisée pour exprimer les résultats d'essais de perméabilité réalisés en laboratoire car le fluide utilisé est presque toujours de l'eau.

La perméabilité intrinsèque  $k$ , définie par la loi de Darcy, est la mesure de la capacité d'un milieu poreux à transmettre un fluide qui le sature complètement. La perméabilité intrinsèque  $K$  ( $m^2$ ) au milieu poreux (Al Bitar A., 2007), dépend uniquement des caractéristiques de la phase solide.

Fréquemment, on exprime la conductivité hydraulique,  $k$ , sous une forme plus générale

$$k = \frac{K}{\mu} \gamma_w = K \frac{\rho g}{\mu}$$

Avec :

$K$  : coefficient caractérisant l'empilement des particules du sol (ou le réseau des vides), appelé « perméabilité spécifique » ou « perméabilité géométrique » ou « perméabilité intrinsèque » et ayant la dimension d'une surface,

$\mu$  : viscosité dynamique de l'eau (proche de  $10^{-6}$  kN · s/m<sup>2</sup> pour l'eau pure à 20°C),

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau.

### IV-2. Perméabilité effective

Lorsque deux fluides ou plus s'écoulent simultanément dans un milieu poreux, cet écoulement est encore décrit par la loi de Darcy mais la perméabilité du milieu pour l'écoulement de ces fluides est réduite. On appelle alors perméabilité effective  $k_e$  la capacité du milieu à transmettre un fluide en même temps qu'un autre fluide [Lefebvre R., 2006].

### IV-3. Perméabilité relative

Dans la zone non saturée, les deux phases liquides et gazeuses coexistent. On considère qu'il existe une perméabilité  $k_w$  pour la phase liquide et une perméabilité  $k_a$  pour la phase gazeuse.

Perméabilité relative c'est le rapport de la perméabilité effective sur la perméabilité spécifique (Monicard, 1965). La perméabilité relative à un fluide donné varie en fonction directe de la saturation de ce fluide dans le sol, et s'exprime en pourcentage de déplacement d'un fluide par rapport à l'autre.

La perméabilité relative  $k_r$  est la perméabilité effective  $k_e$  divisée par une perméabilité de base  $k_b$  :

$$k_r = \frac{k_e}{k_b}$$

Cette perméabilité de base  $k_b$  peut être soit ;

- 1) la perméabilité à l'air,
- 2) la perméabilité absolue à l'un des liquides (eau ou huile) lorsque sa saturation est de 100% ;
- 3) la perméabilité effective à l'huile lorsqu'on est à la saturation irréductible en eau,
- 4) la perméabilité effective à l'eau lorsqu'on est à la saturation résiduelle en huile.

La distance d'écoulement d'un fluide dans son réseau augmente lorsque sa saturation diminue causant une réduction de sa perméabilité relative.

La somme des perméabilités relatives des deux fluides est inférieure à 1. Ce phénomène provient de l'interférence entre les réseaux d'écoulement des deux fluides qui résulte en un débit total réduit par rapport à l'écoulement d'un seul fluide.

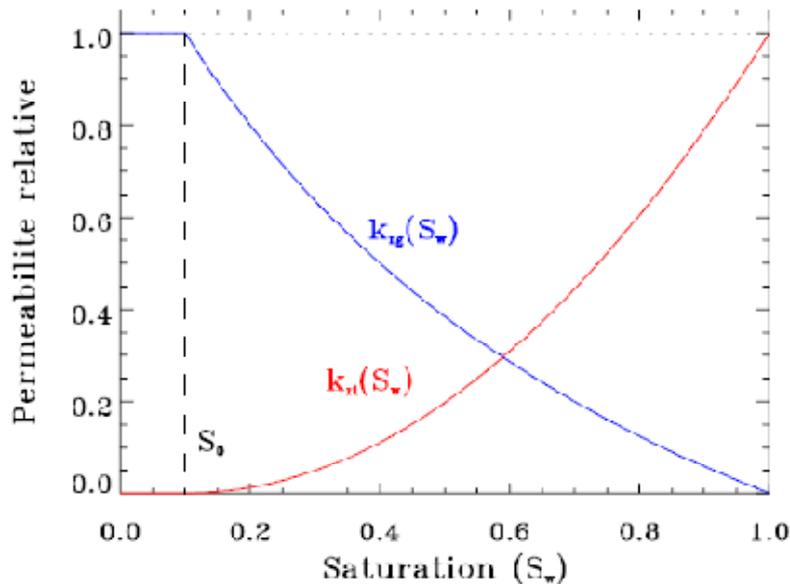


Figure III-3. Perméabilité relative en fonction de la saturation volumique pour la phase liquide (rouge) et la phase gazeuse (bleu).

#### IV-4. Perméabilité équivalente

Les sols naturels sédimentaires, provenant du transport et du dépôt des produits d'altération des roches, se présentent en général sous forme de couches superposées, sensiblement horizontales et de perméabilités différentes.

On peut remplacer cette succession de couches par une couche unique de perméabilité équivalente, c'est-à-dire donnant le même débit sous la même charge. En notant  $k_i$  et  $H_i$  respectivement le coefficient de perméabilité et l'épaisseur de la  $i^{\text{e}}$  couche, on obtient :

Pour un écoulement parallèle à la stratification (figure III-4a), la conductivité hydraulique horizontale effective  $K_{he}$  pour l'ensemble des couches est égale à la moyenne arithmétique de la conductivité hydraulique  $K_i$  de chacune des  $n$  couches pondérée par leur épaisseur  $H$  [René Lefebvre, 2006]:

$$k_{he} = \frac{\sum_{i=1}^n k_i H_i}{\sum_{i=1}^n H_i}$$

Pour l'écoulement perpendiculaire à la stratification (Figure III-4b), c'est la perte de charge totale qui est égale à la somme des pertes de charges de chaque couche à travers lesquelles le débit est identique. Dans ce cas, la conductivité hydraulique verticale effective

$K_{ve}$  pour l'ensemble des couches est égale à la moyenne géométrique de la conductivité hydraulique  $K_i$  de chacune des  $n$  couches pondérée par leur épaisseur  $H$  [R. Lefebvre, 2006]:

$$k_{ve} = \frac{\sum_{i=1}^n H_i}{\sum_{i=1}^n \frac{H_i}{k_i}}$$

On peut montrer que, dans tous les cas,  $k_{ve} \leq k_{he}$ . [Jean-Pierre MAGNAN]

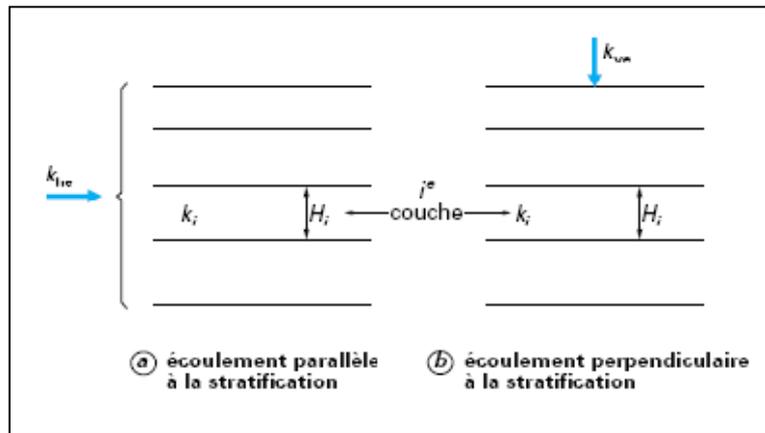


Figure III-4 : perméabilité équivalente d'un sol stratifié [J-P. Magnan]

On définit alors la perméabilité équivalente sous la forme suivante :

$$k_{equivalente} = \sqrt{K_h \times K_v} \quad [\text{Citée par Nana J.M.T et Callaud M.}]$$

#### IV-5. Perméabilité apparentes ou absolue

On appelle perméabilité apparente la perméabilité d'un matériau pour lequel le fluide de percolation est un gaz. Ce terme est utilisé afin de différencier de la notion de perméabilité intrinsèque qui est indépendante de la nature de fluide percolant [Lion M., 2004]. En 1941, Klinkenberg développa une théorie qui consiste à formuler une relation linéaire entre la perméabilité apparente et la perméabilité intrinsèque :

$$k_a = k \left( 1 + \frac{\beta}{p_m} \right)$$

Où :  $k_a$  est la perméabilité apparente,

$p_m$  : la pression moyenne du gaz ;

$\beta$  : le coefficient de Klinkenberg (Figure III-5) qui est une caractéristique intrinsèque qui traduit l'influence de la morphologie de l'espace poreux sur l'intensité du phénomène de glissement.

La théorie Klinkenberg considère que la perméabilité apparente évolue de manière linéaire en fonction de l'inverse de la pression moyenne de gaz.

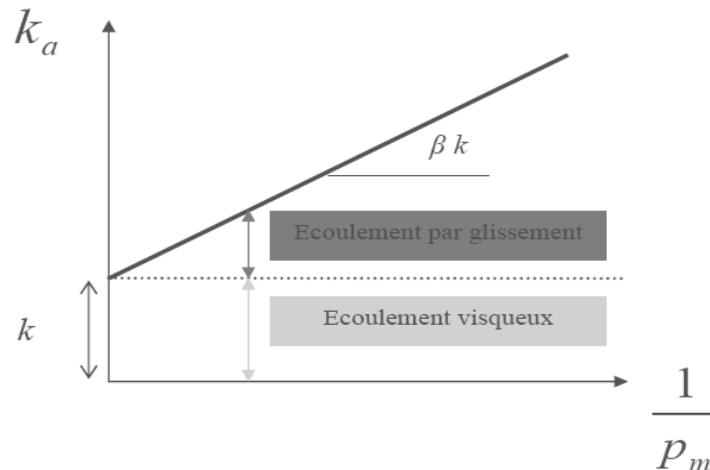


Figure III-5 : schématisation de principe de Klinkenberg [Lion M., 2004]

Le coefficient de Klinkenberg peut alors être calculé à partir de la pente de la droite représentée sur la figure III-5 et peut être formulé de la manière suivante :

$$\beta = \frac{4c\bar{\lambda}p_m}{r}$$

Où :

$c$  : est une constante proche de 1 ;

$\bar{\lambda}$  : Le libre parcours moyen des molécules de gaz ;

$r$  : le rayon moyen des pores ;

$\bar{\lambda}p_m$  : est toujours constant pour une température donnée.

$\beta$  , augmente lorsque  $r$  diminue.

## V. FACTEURS AFFECTANT LA PERMEABILITE DES SOLS

Les caractéristiques du sol qui influencent la conductivité hydraulique  $k$  sont :

- ✓ porosité totale,
- ✓ la distribution de la taille des pores et la tortuosité, soit, la géométrie des pores.

Les caractéristiques du fluide qui affectent la conductivité sont

- ✓ la densité,
- ✓ la viscosité du fluide.

Les écoulements dans les milieux poreux se font par des chemins complexes et tortueux à travers des séries de pores interconnectés et de différentes tailles et formes.

Les paramètres qui affectent la perméabilité peuvent être classés en trois catégories :

- Composition : minéralogie, distribution de la taille des pores, etc.
- Environnemental : conditions de compactage, structure, saturation, etc.
- Facteurs associés aux techniques de mesure de la perméabilité : méthode d'essai, condition d'essai, etc.

## VI. MESURE DE LA PERMEABILITE EN LABORATOIRE

### VI-1. Dans le cas des sols saturés

Le coefficient de perméabilité des sols peut être mesuré en laboratoire, sur des échantillons de petit volume (quelques centaines de centimètres cubes) ou sur le terrain dans des forages. Les essais de laboratoire, sont habituellement effectués sur des éprouvettes de sol homogène, taillées dans les carottes prélevées sur le terrain.

La mesure directe de la perméabilité des sols en laboratoire ne fournit qu'une estimation ponctuelle et unidirectionnelle et s'effectue selon deux procédures, dites « à charge constante » et « à charge variable ». Les essais à charge constante sont mieux adaptés aux sols de forte perméabilité  $\Rightarrow k > 10^{-5} \text{ m/s}$  (Figure III-6 a) et les essais à charge variable aux sols de faible perméabilité  $\Rightarrow k < 10^{-5} \text{ m/s}$  (Figure III-6 b).

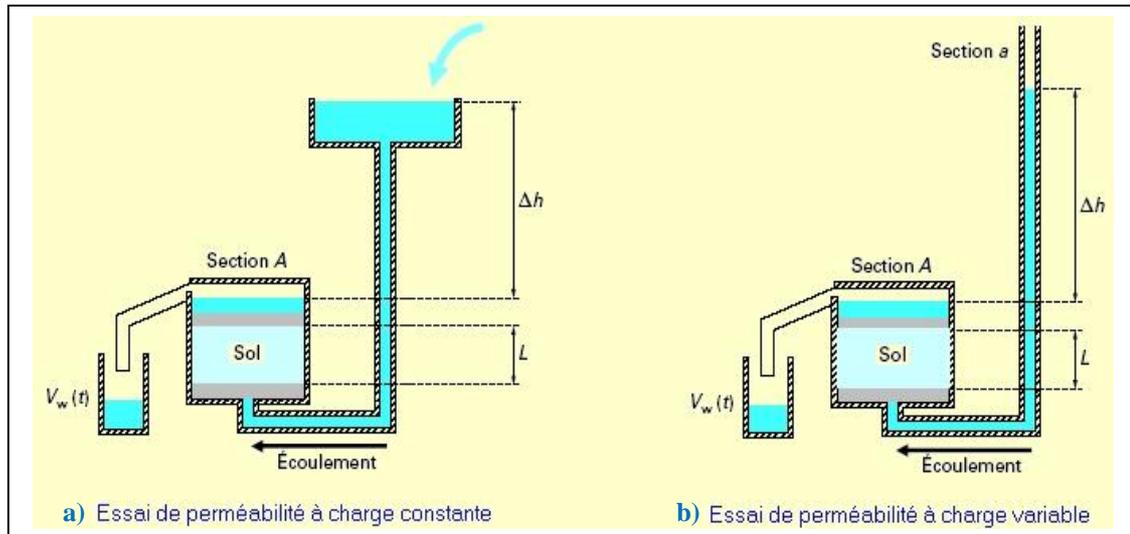


Figure III-6. Schématisation de perméamètre ; a) à charge constante, b) à charge variable

## V-2. Dans le cas des sols non saturés

Les mesures de la perméabilité des sols non saturés sont délicates et assez peu répandues actuellement. Plusieurs méthodes ont été développées pour la détermination de la perméabilité hydraulique des sols non saturés (Delage, 1993) en laboratoire ou sur le terrain.

### VI-2-1. Essais de laboratoire

Les méthodes de laboratoire permettent généralement de déterminer à la fois les propriétés de rétention et de conductivité hydraulique.

#### a) Méthode de Gardner pour la perméabilité à l'eau

Gardner a proposé une technique basée sur l'utilisation de la cellule de Richards, qui consiste à suivre au cours du temps la quantité d'eau sortant d'un échantillon soumis à partir de l'instant  $t = 0$  à un incrément positif de pression d'air qui correspond à une augmentation de succion. La perméabilité est déduite de l'application simplifiée de l'équation de Richards à cet écoulement, de la façon suivante : on suppose que l'incrément de pression est suffisamment faible pour permettre de considérer que la diffusivité :

$$D(\theta) = K(\theta) \frac{\partial h}{\partial \theta}$$

$K(\theta)$  : est la perméabilité au degré de saturation correspondant aux succions appliquées.

### b) Méthode en régime permanent pour la perméabilité à l'eau et à l'air

La méthode de détermination de la perméabilité à l'eau et à l'air des sols non saturé en régime permanent a été proposée par Corey, d'après une technique provenant de l'industrie pétrolière, qui est similaire à un essai de perméabilité classique à charge constante.

Une succion donnée est appliquée à un échantillon par la méthode de translation d'axes, qui impose une condition initiale de pressions d'air  $u_a$  et d'eau  $u_w$  positives, avec  $u_a - u_w > 0$ . On applique ensuite de part et d'autre de l'échantillon le même gradient à l'air et à l'eau, ce qui permet d'avoir une succion et un degré de saturation constant dans tout l'échantillon, qui est parcouru par un flux constant combiné d'air et d'eau. La (figure III-7) décrit un dispositif basé sur ce système, où les pierres poreuses céramiques sont remplacées par des membranes semi-perméables placées sur des disques poreux en bronze fritté.

En général, les résultats obtenus sont relativement précis. Cependant, du fait que la perméabilité des sols non saturés est relativement basse, surtout dans la gamme des hautes succions, la vitesse d'écoulement est extrêmement lente. En conséquence, la durée d'un tel essai est souvent assez longue. La deuxième difficulté est de maintenir un bon contact entre l'échantillon et les pierres poreuses afin d'assurer la continuité de l'écoulement d'eau. En effet, le volume du sol peut diminuer lorsqu'on applique une succion élevée (Fredlund 1993).

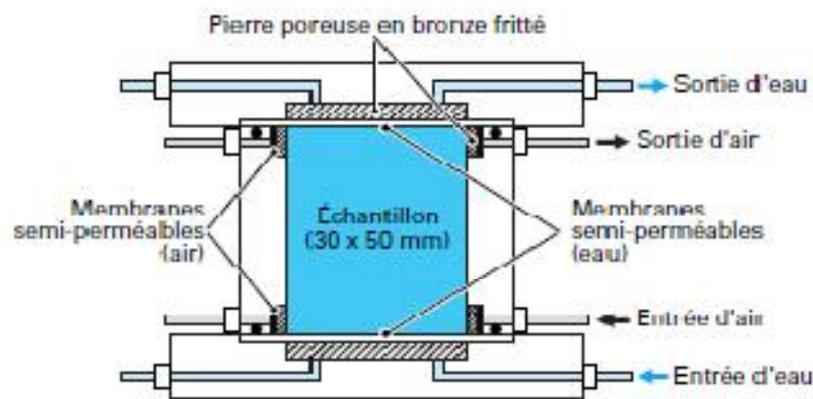


Figure III-7. Système de détermination de la perméabilité à l'eau et à l'air des sols non saturés, en régime permanent

### c) Méthode du profil instantané pour la perméabilité à l'eau

Cette méthode consiste à imposer un drainage ou un remouillage à une des extrémités d'une colonne verticale de sol et à mesurer, par tensiomètre (basse succion) ou psychromètre (haute succion), l'évolution de la succion en différents points en fonction du temps.

Dans les sables, la succion est mesurée par tensiométrie; dans les argiles, pour des succions suffisamment élevées, on peut utiliser des psychromètres à thermocouple. Une détermination en parallèle de courbes de rétention d'eau permet de déduire, en chaque point, les profils de teneur en eau des profils de succion mesurés.

Puisque le tensiomètre ou le psychromètre sont utilisés dans cette méthode, il faut contrôler les fluctuations de la température.

Le volume d'eau passé entre deux instants en un point donné est déduit de la différence entre les isochrones de teneur en eau correspondant à ces deux instants. L'expression du volume d'eau  $V$  passé à une distance  $x_i$  du point d'injection au travers de la surface  $A$  de la colonne, entre les instants  $t$  et  $t + \Delta t$ , vaut ainsi :

$$V = A \left( \int_{x_i}^L \theta_{t+\Delta t} dx - \int_{x_i}^L \theta_t dx \right)$$

D'où le débit  $q$ ,  $t$  et  $t+\Delta t$  :

$$q = A \frac{\int_{x_i}^L \theta_{t+\Delta t} dx - \int_{x_i}^L \theta_t dx}{\Delta t}$$

La perméabilité est déduite du rapport entre le débit et le gradient, avec pour le gradient une valeur moyenne entre les deux instants considérés, ce qui conduit à :

$$K = -\frac{1}{A} \frac{q}{0.5(i_t - i_{t+\Delta t})}$$

### d) Essai de Perméabilité à l'air

Yoshimi et Osterberg ont proposé un système simple, basé sur l'emploi d'un oedomètre classique qui contient l'éprouvette de sol non saturé, au sein duquel on fait circuler de l'air à charge variable (figure III-8).

L'oedomètre est connecté à sa base à un réservoir contenant un volume d'air important, lui-même relié à une source de pression d'air. Le réservoir contient un peu d'eau pour humidifier l'air qui sera injecté dans le sol non saturé. On déconnecte tout d'abord le réservoir de la

cellule, et on y applique une légère surpression d'air (< 8 kPa) mesurée dans le tube en U. Dans un deuxième temps, on déconnecte le réservoir de la source de pression, et on ouvre la connexion avec l'oedomètre au temps  $t = 0$ . L'air peut aussi traverser l'échantillon, ce qui implique que le niveau dans le tube en U descend au cours du temps. Il convient alors de suivre, au cours du temps, le niveau du tube en U. Yoshimi et Osterberg ont démontré que les variations de :

$$\ln [p(t)/p(0)]$$

Avec :

$p(t)$  et  $p(0)$  les pressions d'air à  $t$  et à l'instant initial sont proportionnelles au temps. Ils démontrent aussi que la perméabilité intrinsèque à l'air  $k_a$  est déduite de la pente des courbes de perméabilité relative- suction, selon l'expression :

$$K_a = - \frac{2.3 V h \mu_a}{t} \frac{\ln \frac{p(t)}{p(0)}}{S \left[ p_a + \frac{p(0)}{4} \right]}$$

Avec :

$V$  : le volume du réservoir,

$h$  et  $S$  : l'épaisseur et la section de l'éprouvette,

$\mu_a$  : la viscosité dynamique de l'air,

$p_a$  : la pression atmosphérique.

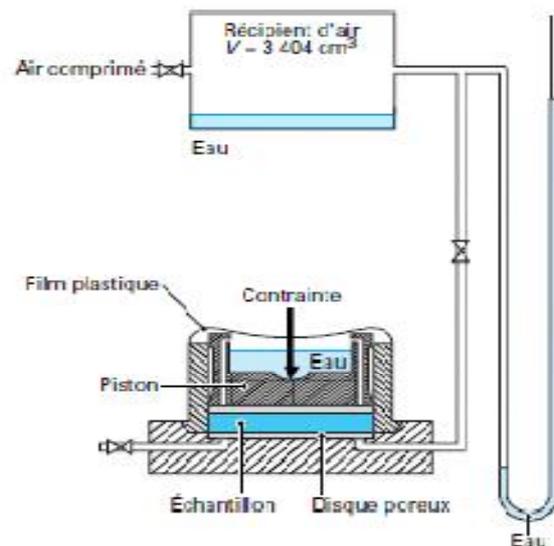


Figure III-8. Système de Yoshimi et Osterberg pour la détermination de la perméabilité à l'air

## VI-2-2. Méthodes in-situ

Parmi les méthodes in-situ, on peut citer l'infiltration par aspersion, l'infiltration au travers d'une couche présentant une résistance hydraulique non nulle, le drainage interne et l'infiltration sous tension.

### a) *Méthode par aspersion*

Le principe est que l'apport continu et constant d'eau au sol, à un débit inférieur à la conductivité hydraulique à saturation effective du sol, établit finalement une répartition stable de l'humidité dans le profil. Il finit donc par s'établir un flux constant d'eau dans le profil. L'inconvénient de la méthode est qu'elle requiert un équipement élaboré, qui doit être maintenu en place durant de longues périodes. Parmi les autres problèmes, on peut citer la difficulté de travailler aux suctions élevées, pour lesquelles le flux est très faible, et la difficulté d'éviter l'effet de l'impact des gouttes sur le sol, qui peut réduire l'infiltration, suite à la formation d'une croûte superficielle (Hillel, 1998a). De plus cette méthode est basée sur l'hypothèse d'un gradient unitaire du potentiel dans le sol. Or cette approximation n'est valable que pour un profil homogène et est exclue en présence de croûte.

### b) *Méthode d'infiltration contrariée*

Se base sur le fait qu'une couche présentant une certaine résistance hydraulique, placée à la surface du sol, peut être utilisée pour réaliser les conditions aux limites désirées pour mesurer la conductivité hydraulique du sol sous-jacent en fonction de son humidité. L'effet de cette couche, par exemple une membrane poreuse ou une couche de sable et de gypse, est le maintien d'un potentiel hydrique négatif dans le profil durant l'infiltration.

### c) *La méthode de drainage interne*

Aussi appelée profil instantané, permet la détermination du flux d'eau et des solutés qui lui sont associés, dans la zone d'absorption racinaire. Le sol est d'abord humidifié sur tout le profil, puis recouvert pour empêcher l'évaporation. Seul un flux unidimensionnel vertical est considéré. Les changements de teneur en eau et de potentiel hydrique dans le profil sont ensuite analysés. La teneur en eau est mesurée grâce à une sonde à neutrons ou un TDR, tandis que le potentiel est mesuré par des tensiomètres. Cette méthode permet donc de minimiser l'altération de la structure du sol. Elle cependant est assez laborieuse.

*e) Infiltromètre à succion*

Les méthodes basées sur l'infiltration sont généralement reconnues comme des outils valables pour la détermination des propriétés de transport du sol. En particulier, la méthode tridimensionnelle d'infiltration sous tension paraît intéressante dans l'étude du comportement du sol proche de saturation. Le but d'un infiltromètre à succion est de mesurer le débit d'eau dans un sol non saturé en eau en fonction du temps. Le principe consiste à appliquer une succion à la surface du sol grâce à un tube ajustable, ainsi l'eau ne s'infiltré que dans les pores de diamètre inférieur à celui donné par la loi de Jurin-Laplace [Weynants M., 2005].

## VII. CONCLUSION

La perméabilité des sols non saturés est rarement mesurée dans le laboratoire ou sur le terrain. Les procédures expérimentales sont longues, exigent des équipements sophistiqués et nécessitent une expertise considérable. En outre, plusieurs méthodes expérimentales proposées dans la littérature sont difficiles à mettre en œuvre car elles impliquent des débits extrêmement faibles, en particulier à des succions très élevées.

En conséquence, de nombreux chercheurs se sont concentrés sur les procédures permettant de prévoir indirectement conductivité hydraulique non saturée, la plupart d'entre elles basées sur des données de la courbe de rétention d'eau.

# **CHAPITRE IV**

## **DIFFERENTES FORMULATIONS DE LA PERMEABILITE**

## I. INTRODUCTION

Plusieurs équations empiriques, statistiques et macroscopique ont été proposées dans la littérature pour corréler la conductivité hydraulique saturée et non saturée avec le degré de saturation ou avec la teneur en eau et la succion. Néanmoins la fiabilité de ces rapports demeure douteuse.

Le coefficient de perméabilité pour un sol saturé peut être défini en fonction de l'indice des vides ou de la porosité, comme peut aussi être estimée par l'analyse granulométrique des sols en utilisant des équations empiriques relatives. Par contre l'estimation de la perméabilité des sols non saturés nécessite la connaissance de la granulométrie, la porosité, le degré de saturation (ou teneur en eau).

## II. FORMULES DE PERMEABILITE DANS LES SOLS SATURES

Vukovic et Soro (1992) ont récapitulé plusieurs formules sous la forme générale suivante [Justine Odong ,2007]:

$$k = \frac{g}{\nu} \times C \times f(n) \times d_e^2$$

Où :

K = conductivité hydraulique ;

g = accélération due à la pesanteur ;

$\nu$  = viscosité cinématique ;

C = coefficient de tri ;

$f(n)$  = fonction de porosité,

$d_e$  = diamètre de grain efficace.

Les valeurs de C,  $f(n)$  et  $d_e$  dépendent de différentes méthodes employées dans l'analyse granulométrique. Selon Vukovic et Soro (1992), la porosité (n) peut être dérivée du rapport empirique avec le coefficient d'uniformité de grain ( $C_u$ ) comme suit :

$$n = 0.255(1 + 0.83^{C_u})$$

Où :

$C_u$  : est le coefficient d'uniformité des particules.

**a) La formule de Hazen (1892-1911)**

Hazen (1892, 1911) a développée une formule empirique pour la détermination de la conductivité hydraulique des sables saturés uniformément gradués, mais elle est aussi utile pour les sables fins.

$$k = \frac{g}{\nu} \times 6 \cdot 10^{-4} [1 + 10(n - 0.26)] d_{10}^2$$

Ou bien sous la forme plus explicite :

$$k = C_H d_{10}^2$$

Où :

$k$  : perméabilité (cm/s);

$C_H$  : Coefficient empirique de Hazen ;

$d_{10}$  : dimension des grains correspondant à 10% de tamisât cumulé;

L'application de la formule de Hazen est généralement limitée pour les sols dont leur diamètre efficace est  $0.001 < d_{10} < 0.03$  [mm] et coefficient le d'uniformité  $C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} < 5$

En toute rigueur, la formule de Hazen ne devrait pas être utilisée hors de son domaine de validité. Elle est généralement utilisée pour estimer la perméabilité de sol in situ.

La valeur de  $C_H$  est généralement supposée égale à 100, mais dans différents manuels géotechniques on la trouve varie entre 1 et 1000.

**b) Formule De Kozeny-Carman (1927)**

L'équation Kozeny-Carman (1927) est l'une les plus largement acceptées et utilisées. Cette équation a été proposée par Kozeny (1927) et a été ensuite modifié par Carman (1937, 1956) pour devenir l'équation de Kozeny-Carman. Elle n'est pas appropriée pour les sols dont leur diamètre efficace  $d_{10} < 3$  mm, ainsi que les sols argileux (Carrier, 2003).

$$k = \frac{g}{\nu} \times 8.3 \times 10^{-3} \left[ \frac{n^3}{(1-n)^2} \right] d_{10}^2 = 12500 \left[ \frac{n^3}{(1-n)^2} \right] d_{10}^2$$

Où :

$K$  : conductivité hydraulique;

$g$  : accélération de la pesanteur ;

$\nu$  = viscosité cinématique tel que  $\nu = \frac{\mu}{\rho}$ ,

$n$  = la porosité

$d_{10}$  = diamètre des efficace grains.

On la retrouve aussi comme suit :

$$k = \frac{\rho g}{C_{K-C} \mu S_v^2} \cdot \frac{n^2}{(1-n)^2}$$

Où  $C_{K-C}$  : coefficient de Koseny-Carmen dont la valeur est 5 pour un sol non consolidé ;

$S_v$  : air de la surface par unité de volume ;

$n$  : porosité.

Une autre formule de Koseny-Carmen citée par Huang, et al. 1998

$$k = \frac{C_1 n^3}{a_s^2}$$

Où :

$C_1$  : est la constante de Kozeny,

$n$  : est porosité, et

$a_s$  : est la surface spécifique par volume unitaire de matrice de sol.

### c) Breyer

$$k = \frac{g}{\nu} \times 6 \times 10^{-4} \log \frac{500}{C_u} d_{10}^2$$

Cette formule ne tient pas compte de la porosité, donc  $n = 1$ . La formule Breyer est souvent considérée comme la plus utile pour les matériaux hétérogènes avec un coefficient d'uniformité compris entre  $1 < C_u < 20$ , et le diamètre efficace  $0.06 < d_{10} < 0.6 \text{ mm}$

#### d) Slichter (1900)

Slichter (1900) a étudié l'écoulement de l'eau à travers un milieu homogène idéal composé de sphères de dimension uniforme. Il a trouvé que les valeurs de la conductivité à travers des capillaires tortueux ayant une section transversale triangulaire peuvent être exprimées par la relation suivante :

$$k = \frac{g}{v} \times 1 \times 10^{-2} n^{3.287} d_{10}^2$$

Cette formule est plus applicable pour les sols dont leur granulométrie comprise entre 0,01 et 5 mm

#### e) Lousberg

$$k = 195 \left[ \frac{n}{0.45} \right]^6 (d_{10})^2$$

k en cm/s,  $d_{10}$  en cm

#### f) Bakhmetef

$$k = C n^{4/3} d_{10}$$

#### g) Terzaghi

$$k = \frac{g}{v} C_t \left( \frac{n - 0.13}{\sqrt[3]{1 - n}} \right)^2 d_{10}^2$$

Où :

$$C_t \text{ est compris entre } 6.1 \times 10^{-3} < C_t < 10.7 \times 10^{-3}$$

La formule de Terzaghi est la plus applicable pour les sables à gros grains (Cheng et Chen 2007).

**h) USBR**

$$k = \frac{g}{v} \times 4.8 \times 10^{-4} d_{20}^{0.3} d_{20}^2$$

La formule US Bureau of Reclamation (USBR) calcule la conductivité hydraulique des sols dont leur diamètre efficace est ( $d_{20}$ ), et ne dépend pas de la porosité, donc  $n = 1$ . La formule est la plus appropriée pour les sables moyens avec un coefficient d'uniformité  $C_u < 5$  (Cheng et chen 2007)

**i) Alyamani et Sen (1993)**

$$k = 1300[I_0 + 0.025(d_{50} - d_{10})]^2$$

Où :

$K$  : est la conductivité hydraulique (m / jour) ;

$I_0$  : est le point d'intersection (en mm) de la ligne formée par  $d_{50}$  et  $d_{10}$  avec l'axe de la taille des grains ;

$d_{10}$  : est le diamètre efficace des grains (mm) ;

$d_{50}$  : est le diamètre moyen des grains (mm).

Cette formule, est donc exceptionnellement différente de ceux qui prennent la forme générale de l'équation  $k = \frac{g}{v} \times C \times f(n) \times d_e^2$ . Elle est cependant, l'une des équations les plus connues qui dépend également de l'analyse granulométrique.

**j) Cazagrande**

$$k = 1.4k_{0.85} \left( \frac{n}{1-n} \right)^2 = 1.4k_{0.85} e^2$$

Où :

$N$  : est la porosité

$E$  : indice des vides

$K_{0.85}$  : perméabilité correspondante à  $e = 0.85$

**k) Bretjinski**

$$n = 0.117\sqrt[7]{k}$$

Pour les sables

**L) Taylor (1948)**

Taylor (1948) a dérivé une équation pour le coefficient de perméabilité d'un sol saturé comme suit : [Huang, al. 1998]

$$k_s = C_2 \frac{\rho_w g}{\mu} \frac{e^3}{1+e}$$

Où :

$\rho_w$  : est la densité de l'eau,

$g$  : est l'accélération due à la pesanteur,

$\mu$  : est la viscosité,

$e$  : est l'indice des vides,

$C_2$  : est une constante liée au système de la sol-eau.

D'après les études qui ont été faites par J. Odong (2008), il a constaté que la meilleure estimation de la perméabilité est obtenue par la formule de Kozeny-Carman suivie par la formule de Hazen. Toutefois, la formule Breyer donne une meilleure estimation dans le cas de sol très hétérogène. Les formules Slitcher, USBR et Terzaghi sous-estiment la perméabilité du sol. La formule Alyamani et Sen est très sensible à la forme de la courbe granulométrique et doit être utilisé avec précaution.

**Le tableau IV-1 (C. Cheng et X. Chen, 2007) : représente quelques formules empiriques et leurs domaines d'utilisation :**

méthodes	Valeur du coefficient $C$	La fonction de la porosité $f(n)$	Domaine d'application
Hazen	$6 \times 10^{-4}$	$1+10(n-0.26)$	$0.1 < d_e < 3$ (mm) $C_u < 5$
Slishter	$1 \times 10^{-2}$	$N^{3.287}$	$0.01 < d_e < 5$ (mm)
Terzaghi	$6.1 \times 10^{-3} < C < 10.7 \times 10^{-3}$	$(n-0.13/\sqrt{1-n})^2$	Sable grossier
Breyer	$6 \times 10^{-4} \log \frac{500}{C_u}$	1	$0.06 < d_e < 0.6$ (mm) $1 < C_u < 20$
USBR	$1.8 \times 10^{-4} d_{20}^{0.3}$	1	Sable moyen $C_u < 5$

### III. FORMULES DE PERMEABILITE DANS LES SOLS NON SATURES

Dans un sol non saturé, le coefficient de perméabilité n'est pas constant, il varie en fonction de la combinaison de l'indice des vides et de degrés de saturation et, il est fortement influencé par la variation de la succion.

Ces dernières années plusieurs expressions analytiques ont été développées pour prédire la perméabilité des sols non saturée. Le principe fondamental de l'application de ces modèles est la disponibilité des propriétés hydrauliques de sol non saturé, la rétention de l'eau de sol et les fonctions de conductivité hydrauliques.

Les modèles les plus largement utilisés sont ceux de Books-Corey (1964) et Van Genuchten (1980).

#### a. La formule de Brooks et Corey (1964)

Lorsque le modèle de capillarité de Brooks et Corey (1964) est intégré dans le modèle de perméabilité relative de Burdine (1953), on obtient une expression en fonction de la saturation effective  $S_e$  pour la perméabilité relative de la phase mouillante  $k_{rw}$  (généralement l'eau) et de la phase non mouillante  $k_{rnw}$  (généralement l'air) :

$$k_{rw} = (S_e)^{(2+3\lambda)/\lambda}$$

$$k_{rnw} = (1 - S_e)^2 (1 - (S_e)^{(2+\lambda)/\lambda})$$

Le modèle de Brooks et Corey s'adapte généralement bien aux sols grossiers, remaniés avec une faible distribution granulométrique (van Genuchten et Nielsen (1985)).

Brooks-Corey nous permet d'établir la conductivité  $K(\theta)$  :

$$K(\theta) = K_S \left( \frac{\theta(h) - \theta_R}{\theta_S - \theta_R} \right)^\mu$$

Avec :

$K_S$  : la conductivité hydraulique à saturation

$m$  : une constante telle que

$$\mu = \frac{2}{m n} + 2.5 \quad (\text{Mualem, 1976})$$

### b. Formules de Van Genuchten (1980)

La formulation combinée de Mualem (1976) et van Genuchten (1980) représente le modèle le plus largement utilisé actuellement :

$$k(\psi) = \begin{cases} k_s \frac{[1 - (\alpha\psi)^{n-1} [1 + (\alpha\psi)^n]^{-m}]^2}{[1 + (\alpha\psi)^n]^{\frac{m}{2}}} & \psi < 0 \\ k_s & \psi \geq 0 \end{cases}$$

Où :

$K_s$  : est la conductivité hydraulique à la saturation ;

$\alpha$ ,  $m$  et  $n$  : sont des paramètres de forme du modèle qui peuvent être reliés à la distribution dimensionnelle des pores dans le sol.

Différentes restrictions ont été proposées sur les paramètres  $m$  et  $n$  ( $m = 1 - 1/n$  ; et  $n \rightarrow \infty$ ) pour simplifier le calage du modèle lorsque les données expérimentales disponibles ne sont pas suffisantes. Il est recommandé d'utiliser la première restriction ( $m = 1 - 1/n$ ) pour la plupart des sols surtout si les données expérimentales ne permettent pas d'obtenir une bonne représentation de la courbe de rétention.

### c. La formule de Vanapalli (2005)

Vanapalli et autres (2005) ont proposé une expression simple pour estimer la conductivité hydraulique non saturée des sols grenus. La technique est proposée en utilisant le rapport entre la conductivité relative  $K_r$  et le degré de saturation normalisé  $S_r$ . Le rapport mathématique est exprimé comme suit :

$$k_r = S_r^{7.9\gamma} = \theta^{7.9\gamma}$$

Le rapport entre le paramètre d'ajustement  $\gamma$ , et les propriétés de sol telles que la porosité, et le pourcentage des particules fines est donné par l'expression suivante : [Lamara M. et Derriche Z., 2008].

$$\gamma = 0.012 \left( \frac{1}{n[\text{argile } \%]^2} + (\text{silt } \%) \right) + 0.38$$

Avec

n : est la porosité du sol

D'autres formules recueillies dans la littérature [O. AMRAM, 1996] [D. G. Fredlund et al.1994] [M. Lamara et Z. Derriche, 2008] sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau IV-2: expressions empiriques de la perméabilité relative ou non saturée

auteur	année	équation	paramètres
<b>Richards</b>	1931	$k = a\psi + b$	a, b
<b>Burdine</b>	1953	$k_r(\theta) = \frac{k(\theta)}{k_s} = \theta^q \frac{\int_{\theta_r}^{\theta} \frac{d\theta}{\psi^2(\theta)}}{\int_{\theta_r}^{\theta_s} \frac{d\theta}{\psi^2(\theta)}}$	q = 2
<b>Imray</b>	1954	$k = k_0 \left[ \frac{s_r - s_{ru}}{1 - s_{ru}} \right]^3$	
<b>Wind</b>	1955	$k = \alpha\psi^{-n}$	$\alpha, n$
<b>Corey</b>	1957	$k = k_0 \left[ \frac{s_r - s_{ru}}{1 - s_{ru}} \right]^4$	
<b>Gardner</b>	1958	$k = k_0 \exp \alpha\psi $	
<b>Scott</b>	1963	$k = k_0 [1 - n(1 - s_r)]$	
<b>Rijtema</b>	1965	$k = k_s$ pour $\psi \leq \psi_{aev}$ $k_r = k_s \exp[-\alpha(\psi - \psi_{aev})]$ pour $\psi_{aev} \leq \psi \leq \psi_r$ $k = k_r \left( \frac{\psi}{\psi_r} \right)^{-n}$ pour $\psi \leq \psi_r$	$\alpha, n$
<b>Brutsaert</b>	1968	$k = k_0 (s_r)^n$	
<b>Richards et chen</b>	1969	$k_w = E + \frac{D}{A + B(P_s - P_w)^m + C(P_s - P_w)^n}$	A, B, C, D, E, m, n
<b>Kovacs</b>	1981	$k = k_0 \left[ \frac{s_r - s_{ru}}{1 - s_{ru}} \right]^{3.5}$	
<b>Nielsen et al.</b>	1986	$k = k_0 (s_e)^n \left[ 1 - \left( 1 - (s_e)^{\frac{1}{m}} \right)^m \right]^2$	
<b>Tani</b>	1982		
<b>Russo</b>	1988	$k = S_e^l \exp(-\alpha \psi )$	
<b>Ross et Smetten</b>	1993		
<b>Parker</b>	1989	$k_{rw} = \sqrt{1 - S_{we}} \left[ 1 - (1 - S_{we}^{1/m}) \right]^{2m}$	
<b>Kosugi</b>	1996	$k = S_e^l \left\{ \frac{1}{2} \operatorname{erfc} \left[ \operatorname{erfc}^{-1}(2S_e) + \frac{\sigma}{\sqrt{2}} \right] \right\}^2$	

<b>Gens et al.</b>	1997	$k_w = \frac{k_0}{\mu_w} k_{rw}(s_r) \left( \frac{n^3}{(1-n)^2} \right) \left( \frac{(1-n)^2}{n_0^3} \right)$	$n_0$
<b>Gatmiri</b>	1997	$k_w = k_{w0} 10^6 \left[ \frac{s_r - s_{ru}}{1 - s_{ru}} \right]^d \left( \frac{\mu_w(T_s)}{\mu_w T} \right)$	a, d
<b>Kormi</b>	2003	$k_w = k_{rw} k$	

On remarque que les fonctions de perméabilité peuvent être corrélées en raison de la relation qu'il y a entre la teneur en eau volumique, le degré de saturation, et la succion du sol. En conséquence, une forme de la fonction peut être transformée en une autre forme en utilisant les rapports existants.

Parmi toutes ces formules, on trouve que les plus largement utilisées sont celle de Brooks corey (1964), Van Genchten (1980), et récemment la formule de Fredlund et al. (1994).

#### IV. CONCLUSION

L'application de différentes formules de perméabilité soit dans le cas des sols saturés ou non saturés, nécessite la connaissance de domaine de validité de chacune. Les résultats obtenus demeurent douteux, car il y en a celle qui surestime la perméabilité, et d'autres la sous-estime.

# **CHAPITRE V**

## **PRESENTATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS**

## I. INTRODUCTION

La perméabilité des sols non saturé est une caractéristique difficile à déterminer. Elle est principalement déterminée par la répartition de la taille des pores et, elle peut être prédite à partir de la courbe de succion. En cet effet, les chercheurs ont proposés des modèles statistiques qui consistent à utiliser les propriétés physiques du sol, représentées par la courbe caractéristique sol-eau. Dans cette étude, nous nous sommes intéressés à l'un de ces modèles nommé : modèle de D.G. Fredlund et al. 1994. Ce modèle permet de prédire la perméabilité des sols non saturés.

## II. LA METHODE DE FREDLUND

Dans le but d'étudier la perméabilité non saturée, nous avons utilisé la méthode de Fredlund et al. 1994 qui, est une méthode statistique, qui consiste à exploiter la courbe de succion et d'en déduire, la fonction de conductivité hydraulique  $k(\psi)$ . Le principe consiste à subdiviser la courbe de succion (Figure V-1), représentée dans le plan  $\Theta(s)$ , suivant l'axe  $\Theta$  en  $n$  segments égaux,  $\Theta$  est définie par la relation suivante:

$$\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$$

La fonction de perméabilité  $k(\Theta)$  est donnée par les expressions ci-dessous :

$$K(\Theta_i) = \frac{k_s}{k_{sc}} \frac{T_s^2 \rho_w g \theta_s^p}{2\mu_w n^2} \sum_{j=i}^m [(2j + 1 - 2i)\psi_j^{-2}]$$

$$k_{sc} = \frac{T_s^2 \rho_w g \theta_s^p}{2\mu_w n^2} \sum_{i=1}^m \sum_{j=i}^m [(2j + 1 - 2i)\psi_j^{-2}]$$

$$i = 1, 2, \dots, m$$

$j$ : varie de  $i$  à  $m$

Avec:

$k(\Theta_i)$ : fonction de perméabilité à une teneur en eau volumique effective  $\Theta_i$  correspondant à l' $i^{\text{ème}}$  intervalle.

$k_s$  : Coefficient de perméabilité à saturation, mesuré au laboratoire.

$k_{sc}$  : Coefficient de perméabilité calculé, à saturation.

$T_s$  : tension de surface

$m$ : Nombre total d'intervalles entre la teneur en eau volumique à saturation  $\theta_s$  et la teneur en eau volumique minimale  $\theta_r$  sur la courbe caractéristique sol-eau.

$\psi_j$ : succion correspondant au point du centre du  $j^{\text{ème}}$  intervalle.

$i$ : Numéro de l'intervalle qui augmente avec la diminution de la teneur en eau volumique.

$m$ : est le nombre d'intervalles compris entre la teneur en eau saturée ( $\theta_s$ ) et la teneur en eau minimale ( $\theta_l$ ) dans la courbe de succion ;

$n$ : nombre d'intervalles compris entre la teneur en eau saturée ( $\theta_s$ ) et la teneur en eau nulle ( $\theta=0$ ) ( $n = m[\theta_s/(\theta_s - \theta_l)]$ );

$g$ : accélération de pesanteur

$\rho_w$ : densité de l'eau ;

$\mu_w$ : viscosité absolue de l'eau ;

la formule précédente peut être aussi exprimée sous la forme de perméabilité relative  $k_r(\theta_i)$ , comme suit :

$$k_r(\theta_i) = \frac{\sum_{j=i}^m \frac{2(j-i)+1}{\psi_j^2}}{\sum_{j=i}^m \frac{(2j-i)}{\psi_j^2}}$$

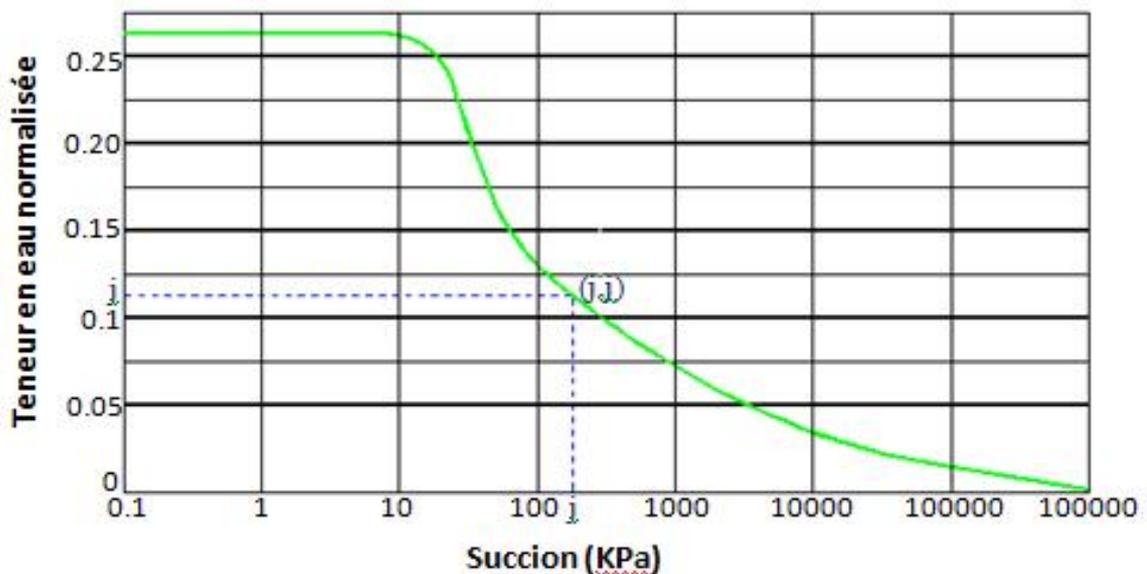


Figure V-1. Principe de la méthode de Fredlund

### III. COURBES DE SUCCION (cas1)

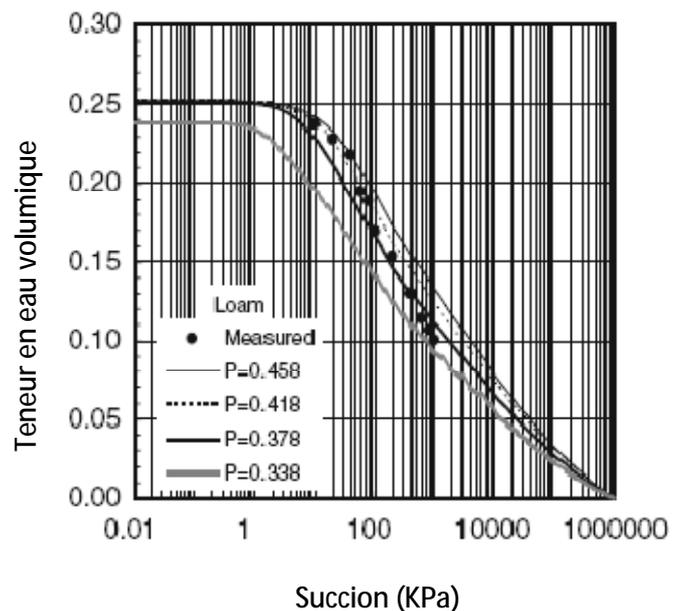
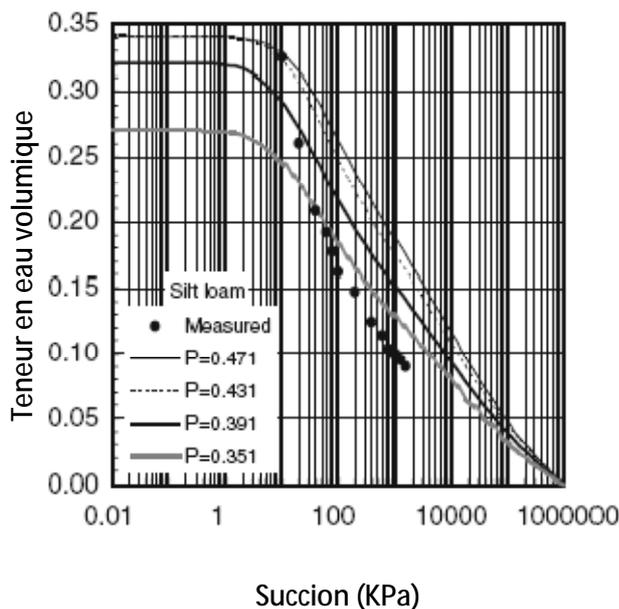
L'absence de données expérimentales et théoriques pour tracer les courbes de rétention d'eau des sols non saturés, a conduit à exploiter des résultats expérimentaux d'autres chercheurs que nous avons tirés dans la littérature. Ces données ont été appliquées dans le modèle de Fredlund et Xing (1994) pour prédire la perméabilité non saturée.

La figure. V-2 présente des courbes de succion qui ont été obtenues par Huang M. (2010) en utilisant Fredlund et al. (2000) PSD et Arya and Paris (1981) PTF.

La figure. V-3 présente des courbes de succion des sols sableux obtenues par Yang H. et al. (2004) en utilisant la méthode de Fredlund et al. (2000) PSD.

Dans cette étude de perméabilité des sols non saturés, nous avons considéré deux cas dans le but de connaître l'influence de la teneur en eau résiduelle sur la perméabilité.

**Premier Cas :** Dans ce cas, nous avons exploité des courbes de succion (teneur en eau volumique en fonction de la succion), en négligeant la teneur en eau résiduelle ( $\Theta = 0$ ).



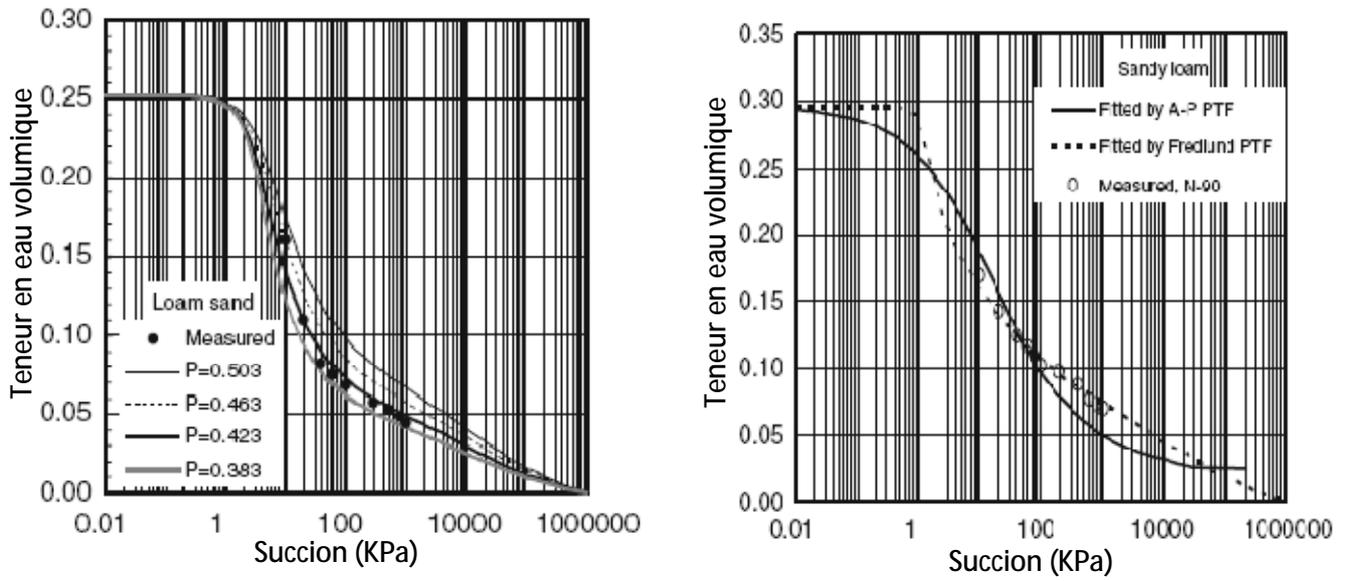


Figure V-2 : courbes de suction des sols de Loess en chine [M. Huang et al. 2010]

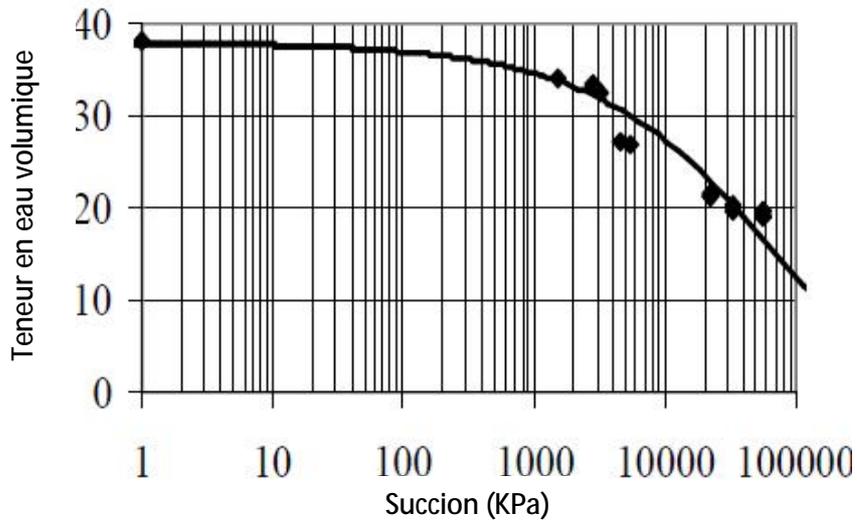


Figure 16. Courbe de suction d'une bentonite

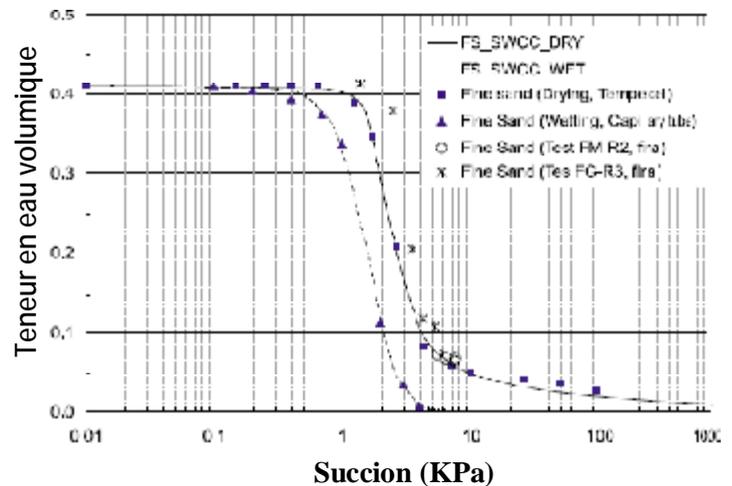
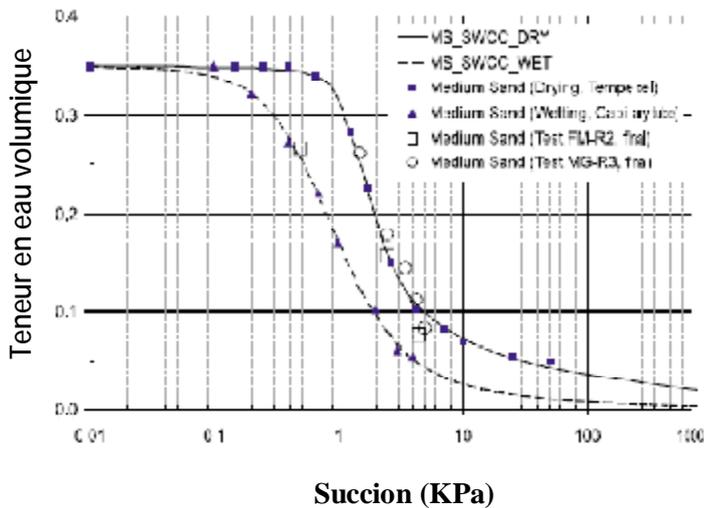
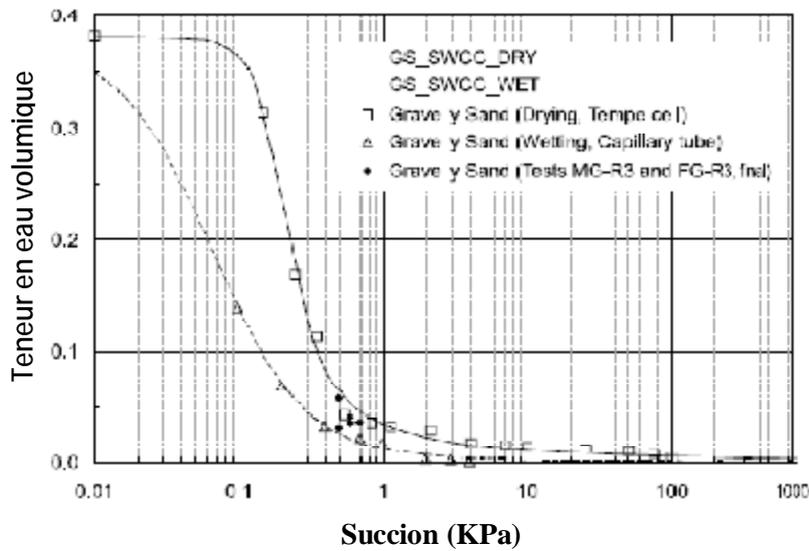
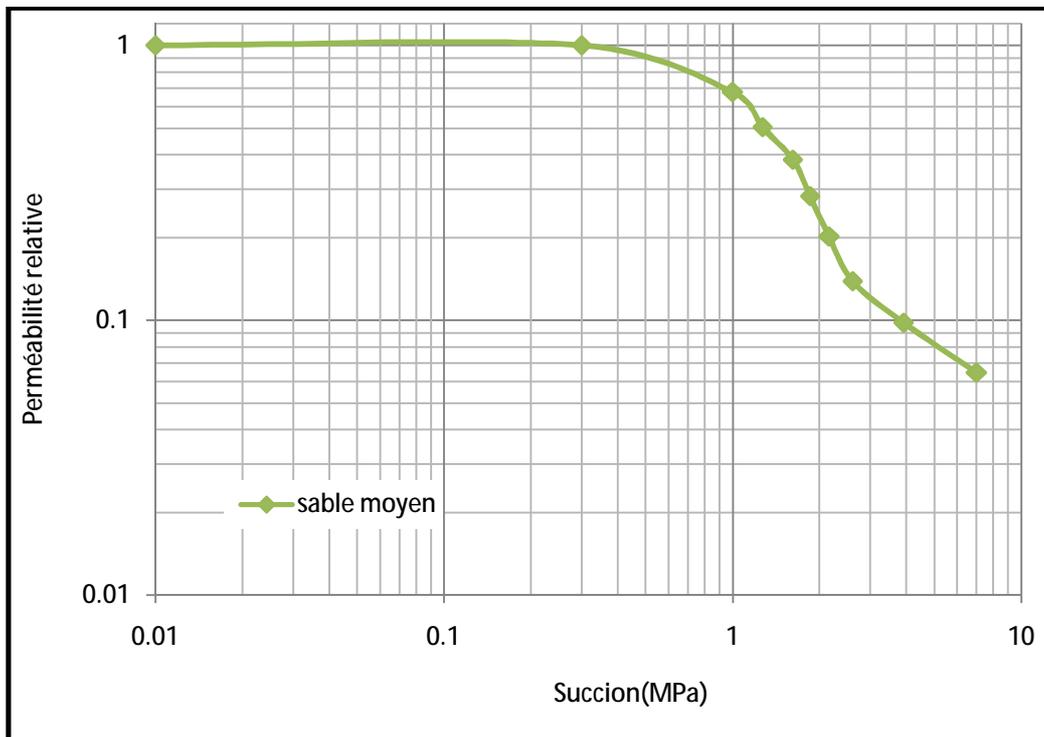
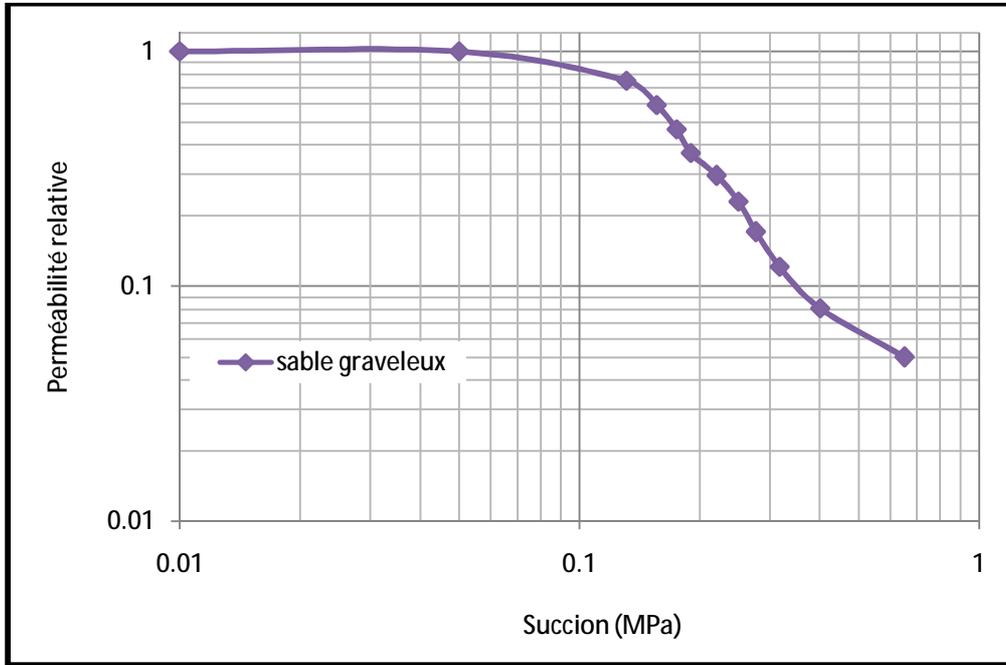


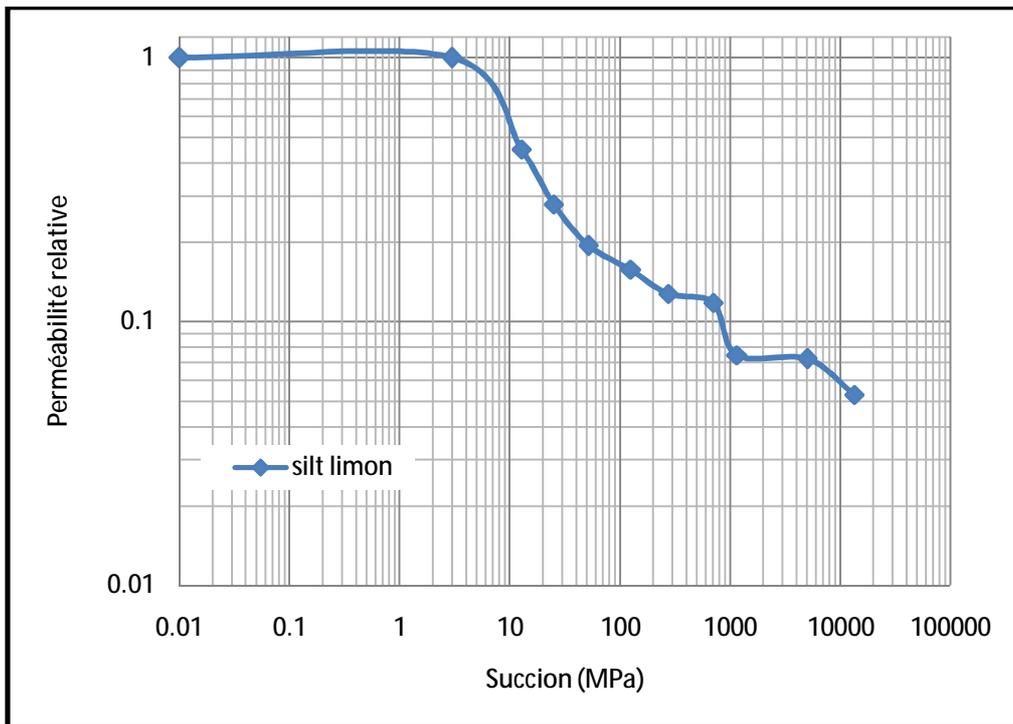
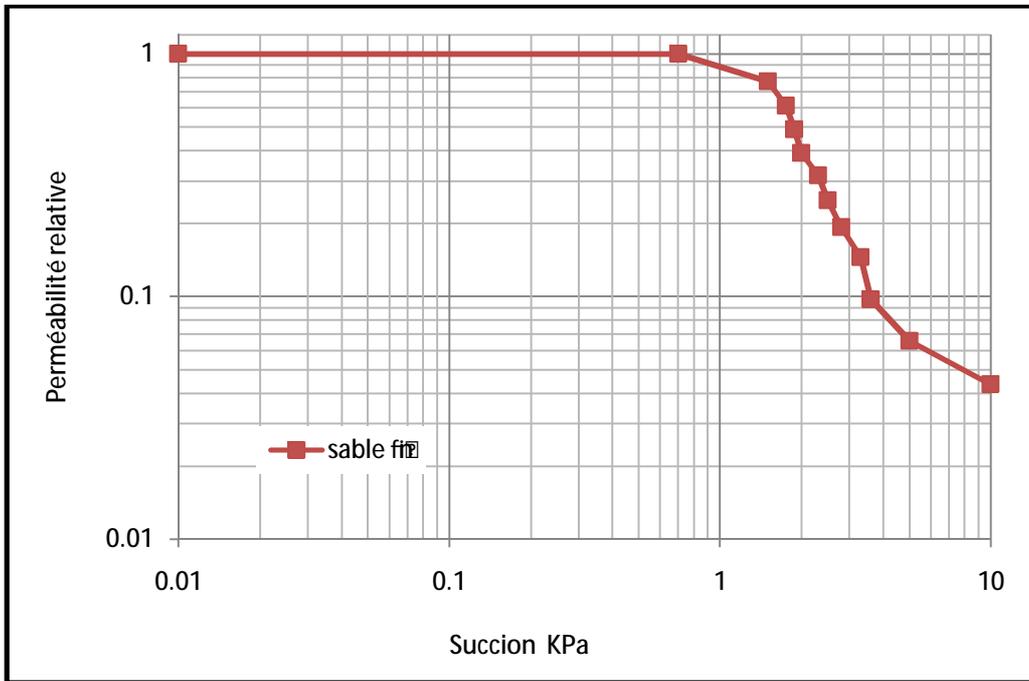
Figure V-3 : courbe de succion pour un sable graveleux, un sable moyen et un sable fin

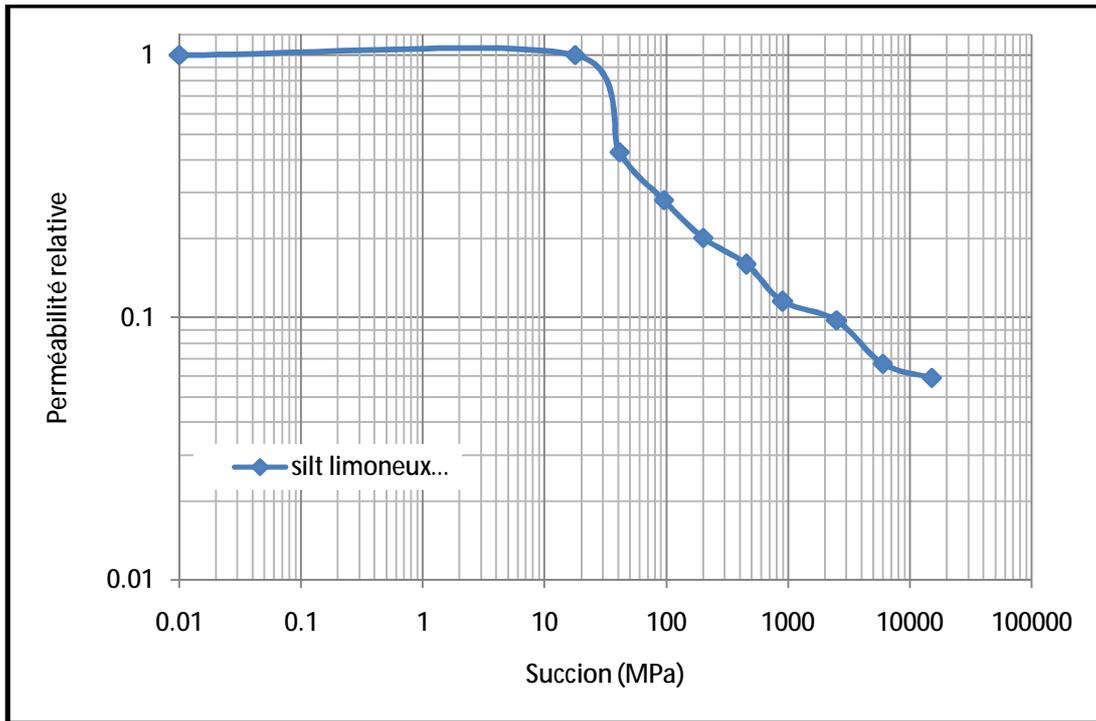
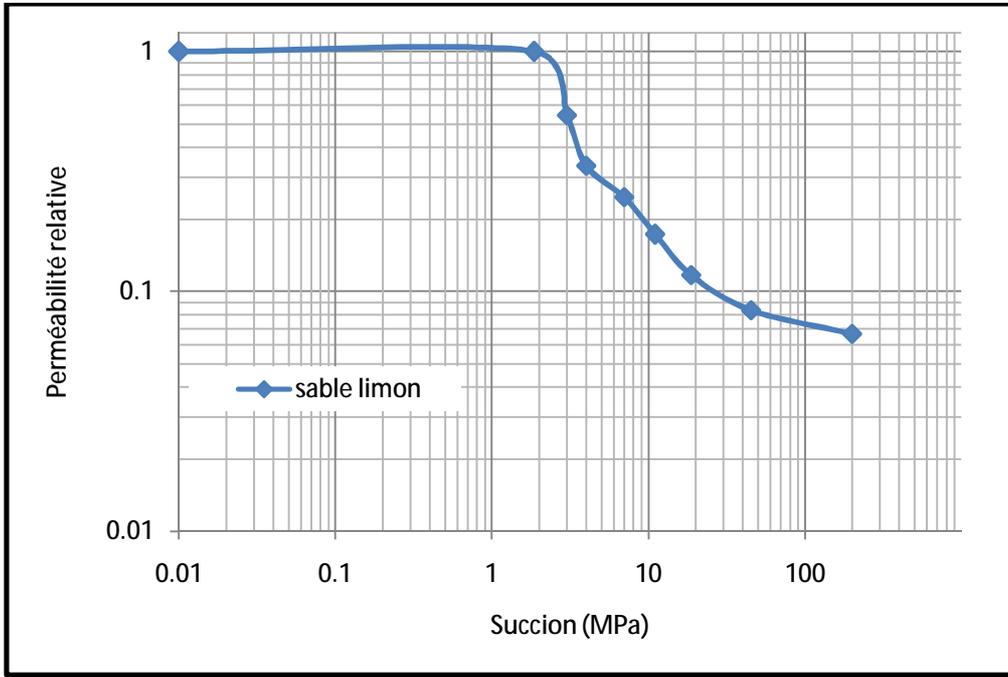
[H. Yang et al. 2004]

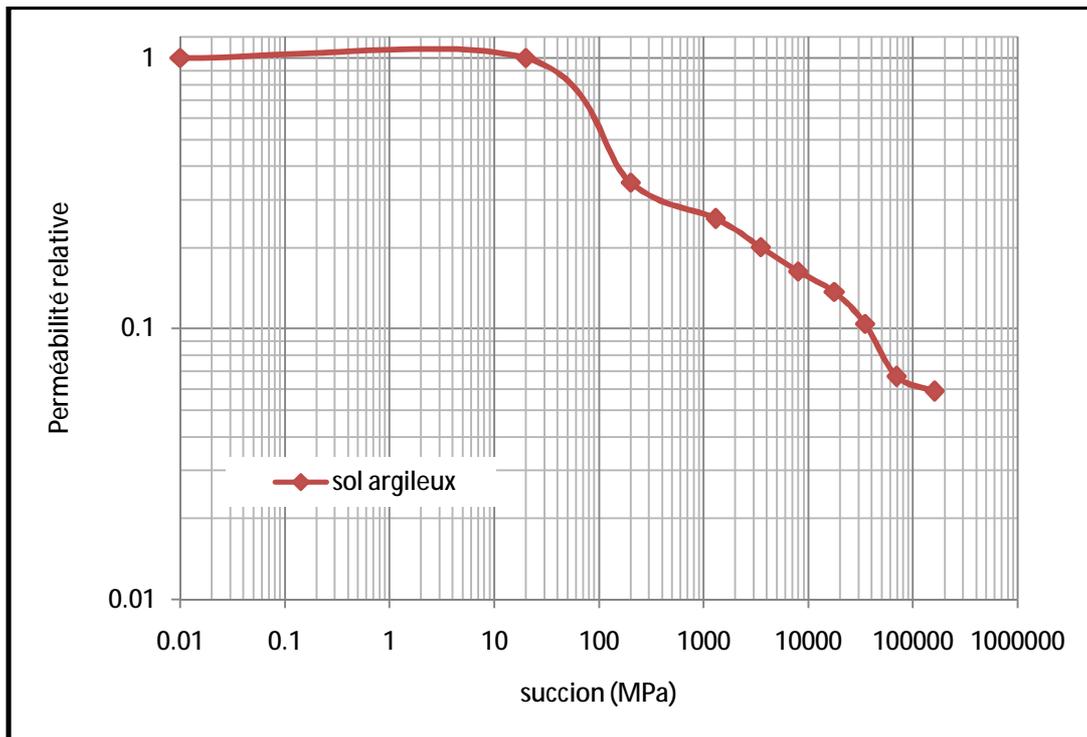
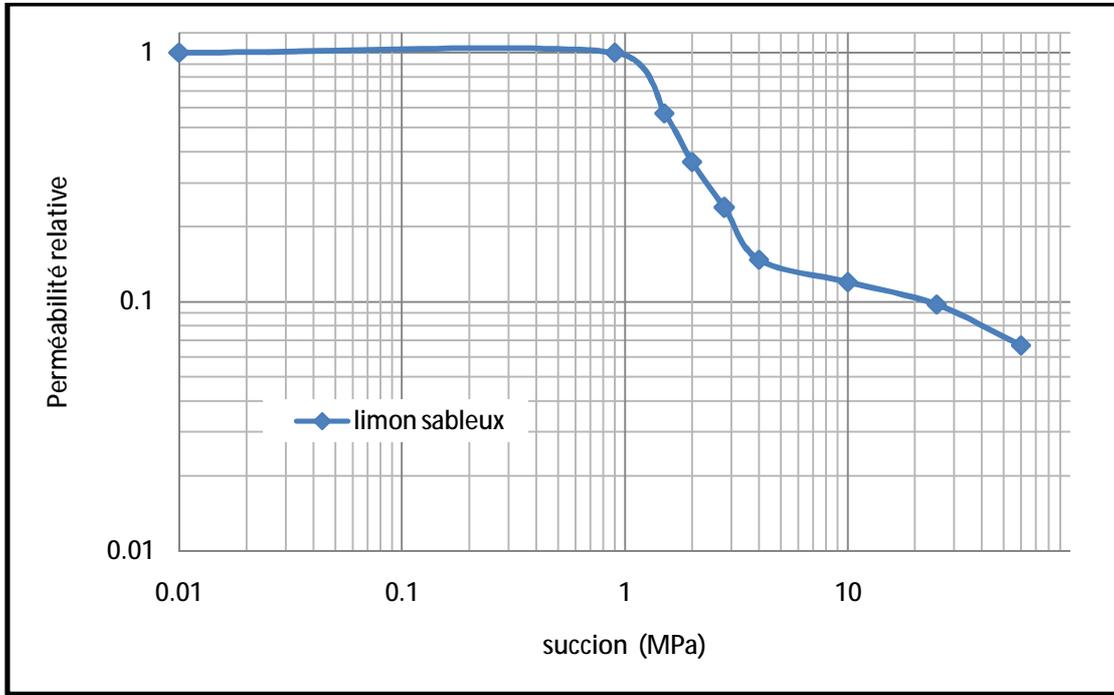
#### IV. RESULTATS OBTENUS

Les courbes ci-dessous, présentent les courbes  $K_r = f(\psi)$  montrant l'influence de la succion sur la perméabilité non saturée des sols.









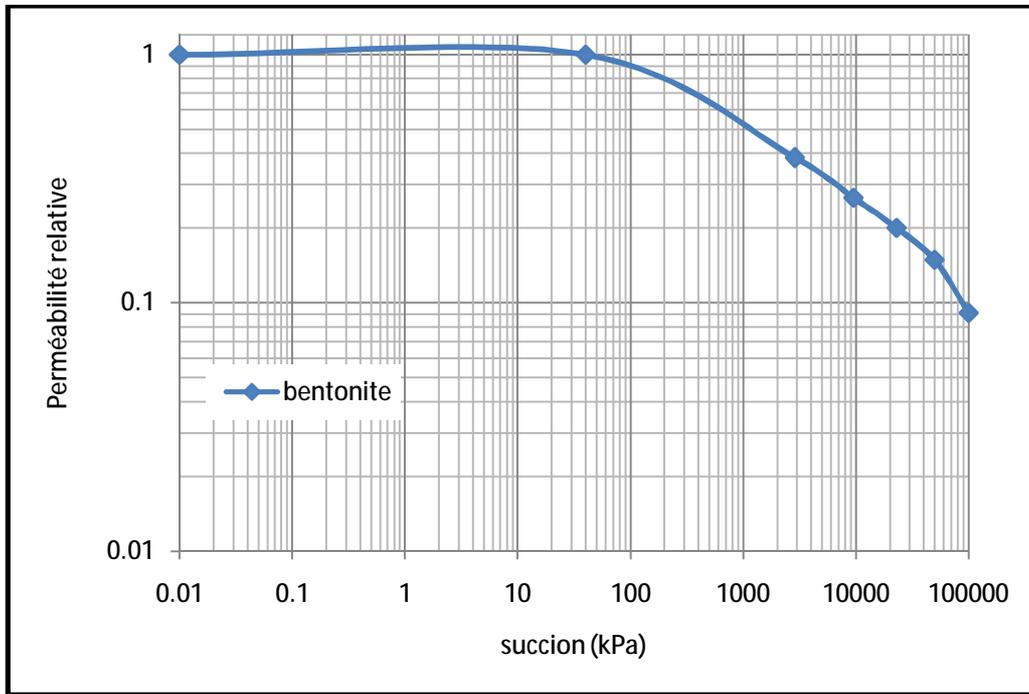


Figure V-4 : courbes de perméabilité non saturé des différents types de sol (cas 1)

## V. INTERPRETATION DES RESULTATS

Le graphe ci-dessous (Figure V-5) est une synthèse des différentes courbes de perméabilité des sols non saturés, présentées précédemment.

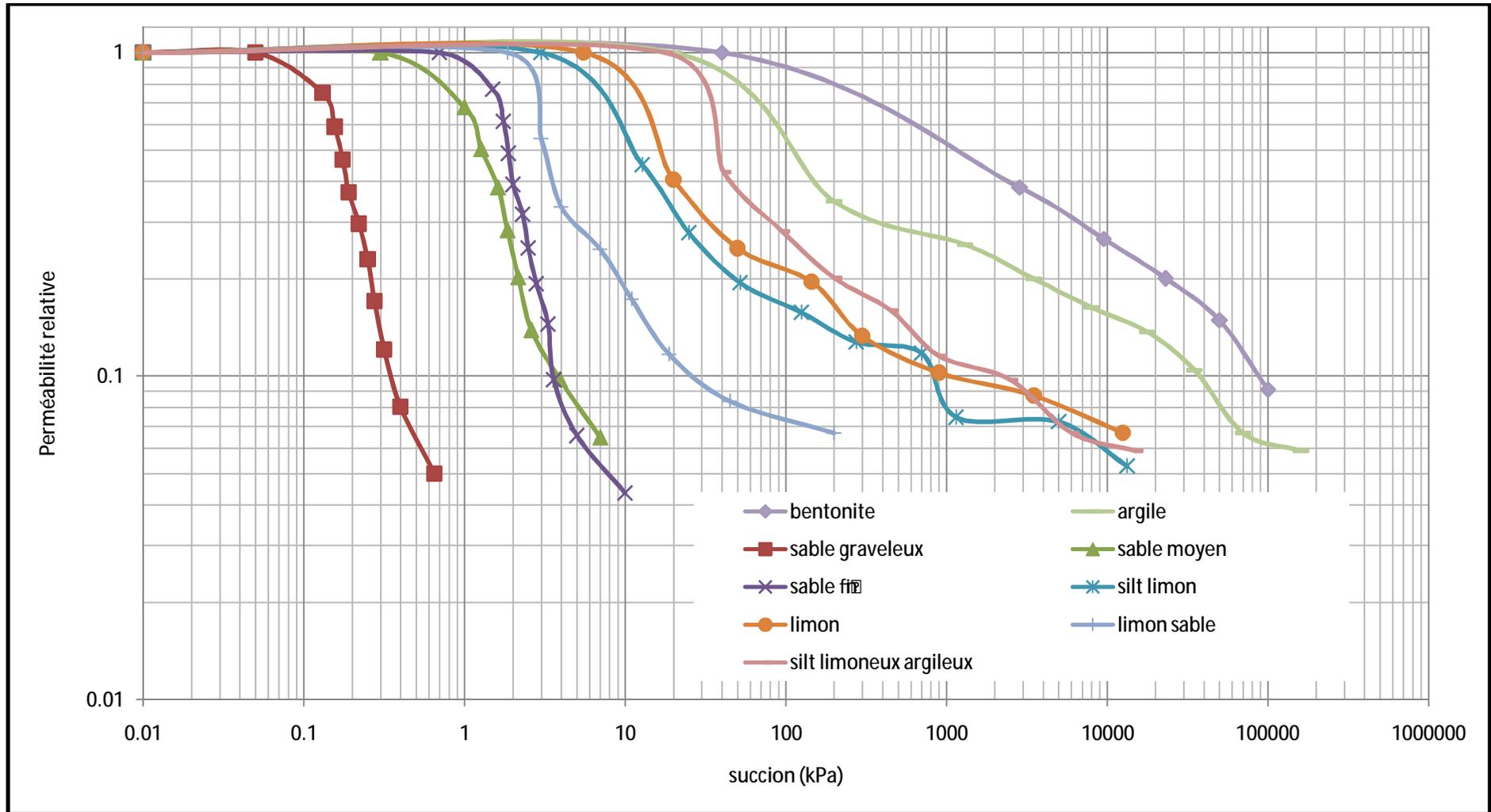


Figure V-5 : synthèse des courbes de perméabilité des sols non saturé

D'après les courbes ci-dessus, on constate que le coefficient de perméabilité varie d'une manière non linéaire. Dans le cas des sols sableux, la perméabilité non saturée est instantanée dans une faible gamme de succion qui ne dépasse pas 10 KPa, car les pores se vident subitement, par contre, la perméabilité des sols fins n'est pas instantanée et peut atteindre une gamme de succion très élevée jusqu'à 100000 KPa et même plus, car les sols fins ont une grande capacité de retenir l'eau. Tous ça est dû à la plasticité du sol, à la granulométrie, et à la texture du sol ainsi que la tortuosité et la connectivité des pores.

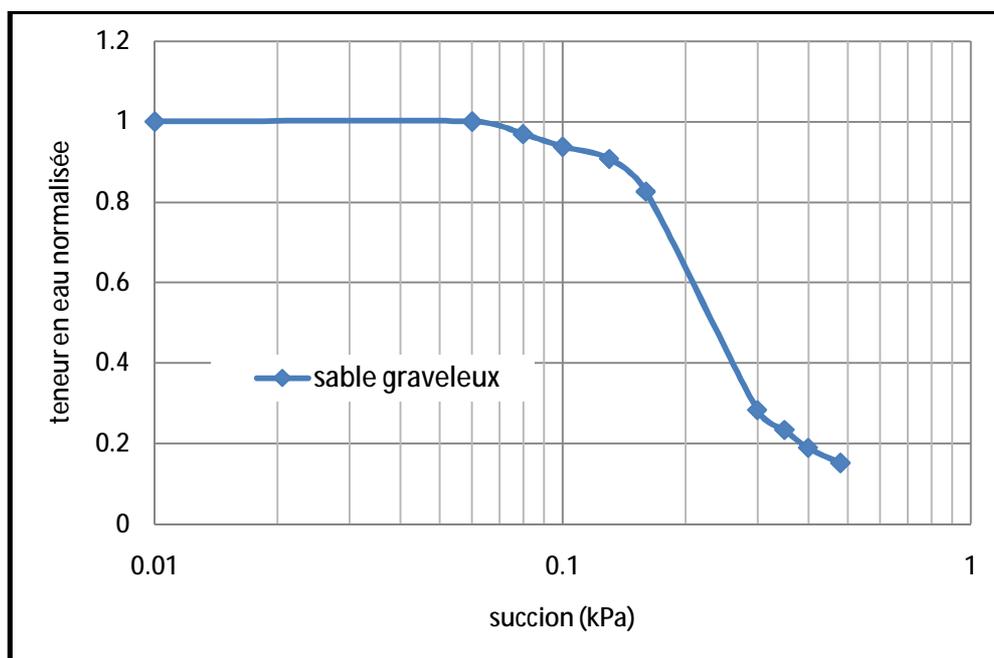
La prédiction du coefficient de perméabilité pour les sols argileux est généralement moins précise que celle des sols sableux. Donc, la prédiction de la perméabilité relative des sols devient moins précise lorsque la succion augmente.

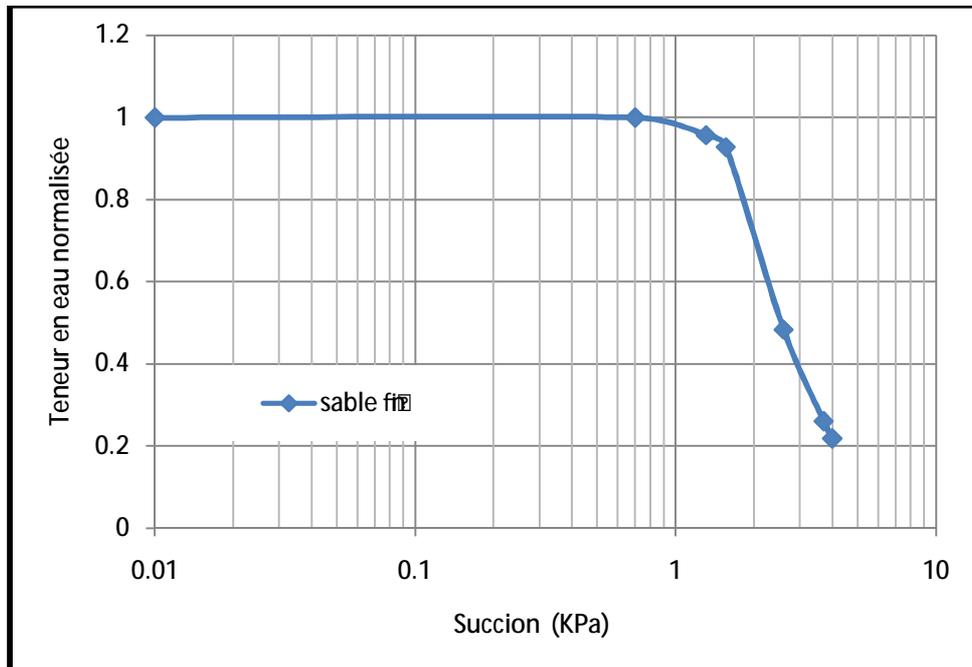
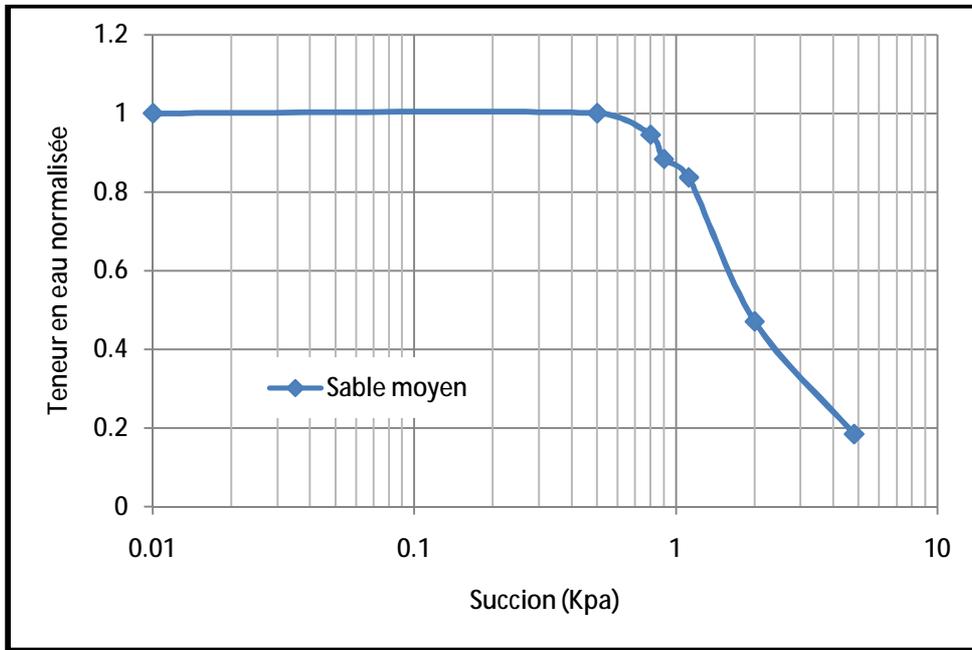
Nous remarquons aussi que la perméabilité de la frange capillaire est constante avec l'augmentation de la succion. Plus le sol est plastique plus la frange capillaire est très importante.

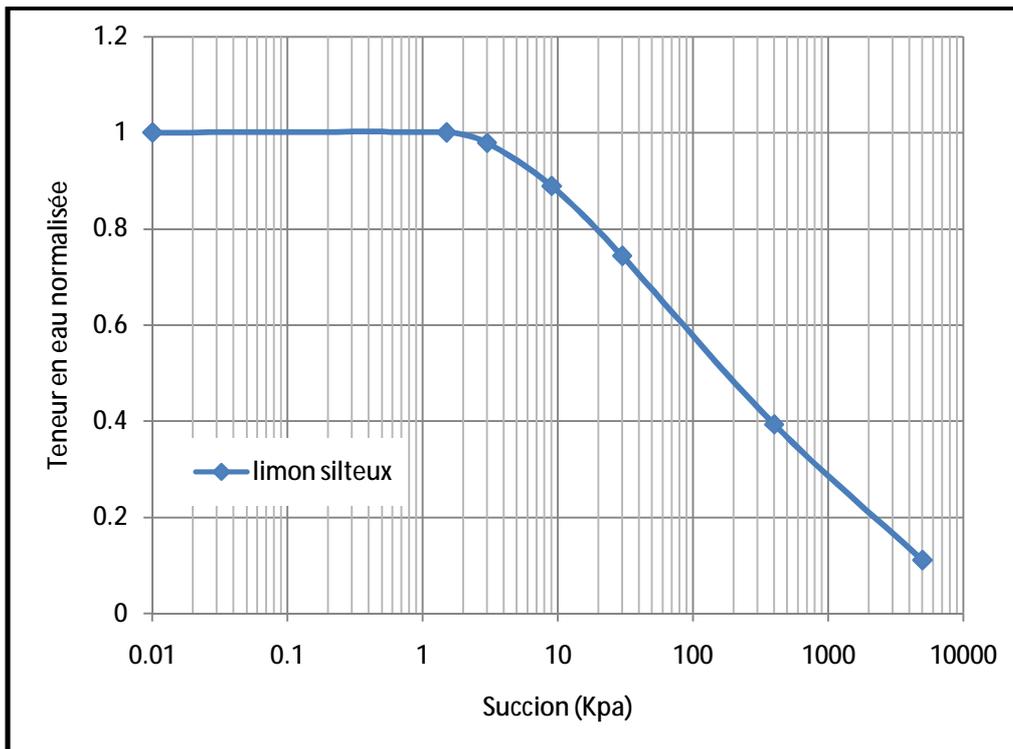
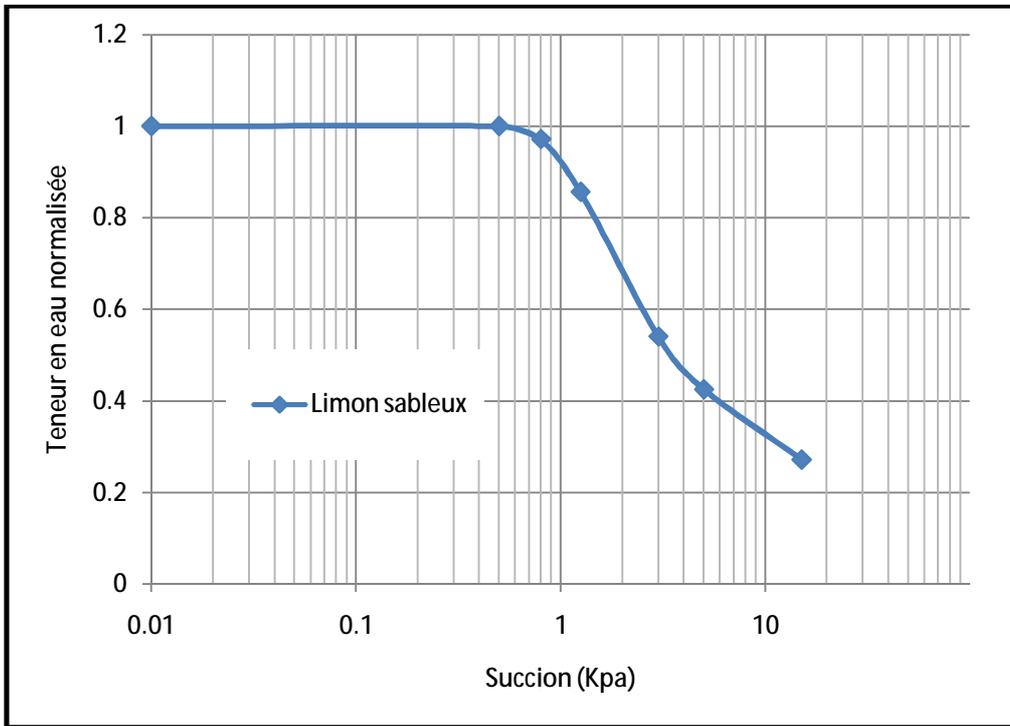
## VI. COURBES DE SUCCION ( $\Theta=f(\psi)$ ) cas 2)

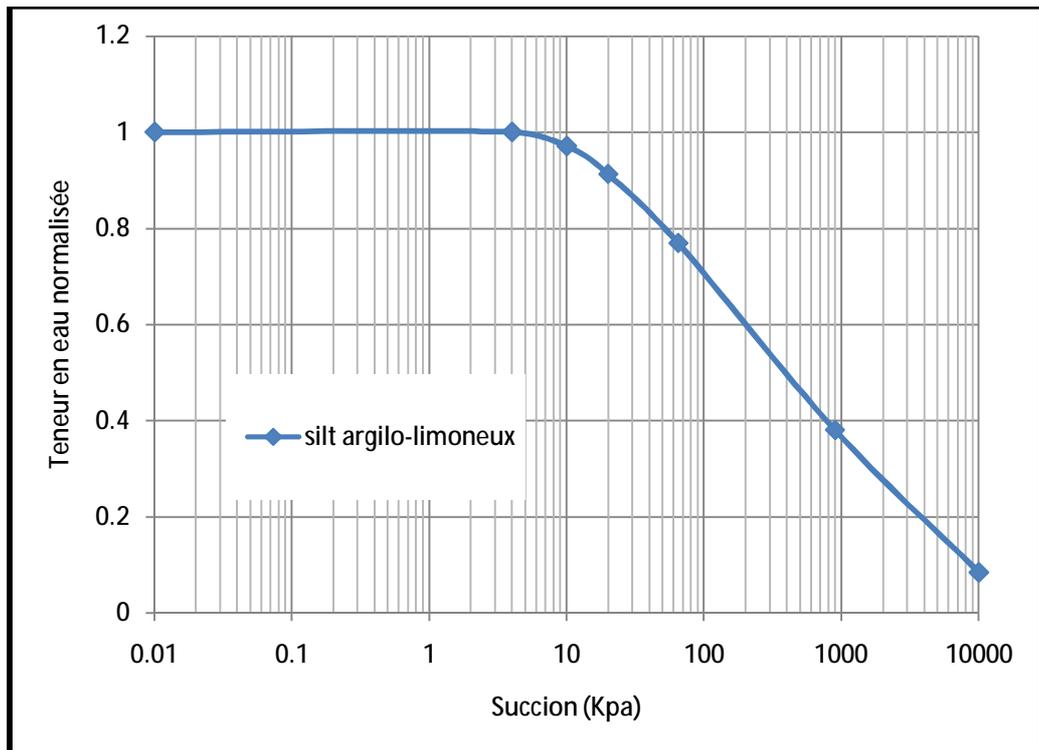
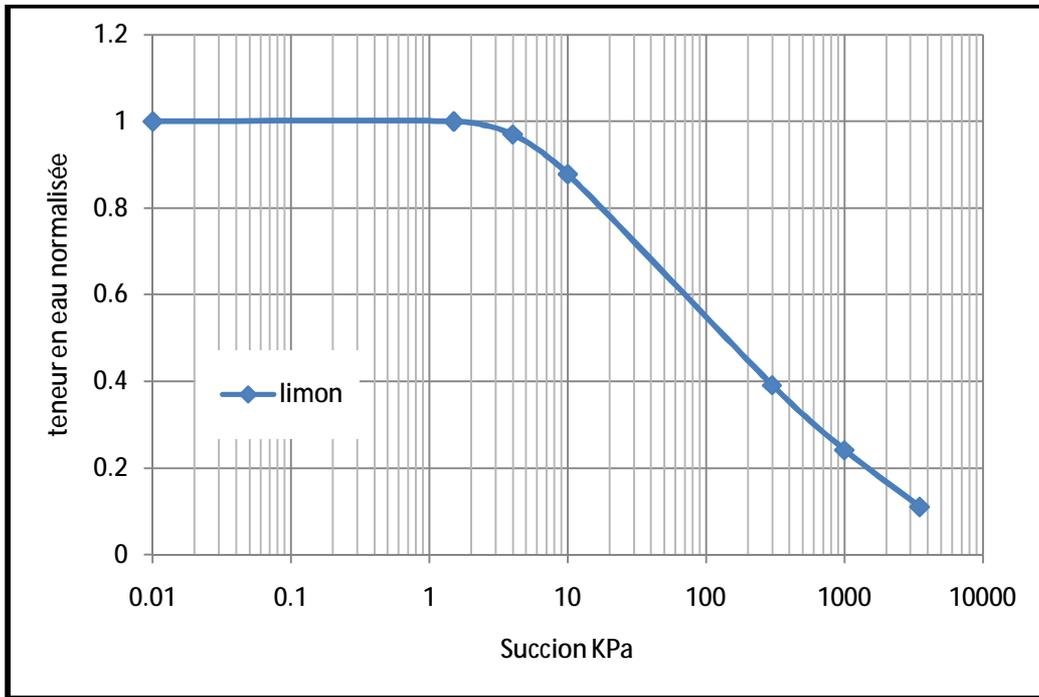
Dans le deuxième cas nous avons tracé d'abord les courbes de succion en fonction de la teneur en eau normalisée ( $\Theta$ ), dans le but de connaître l'influence de cette dernière sur la perméabilité des sols non saturé.

Les résultats obtenus sont présentés sous formes de courbes de succion ci-dessous :









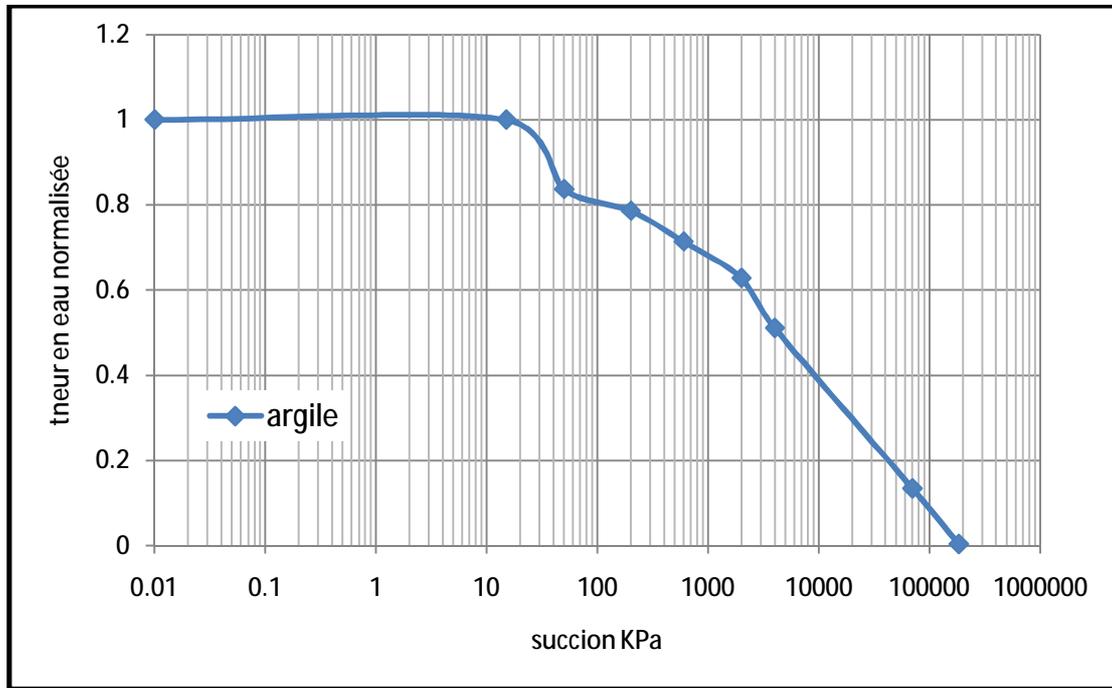
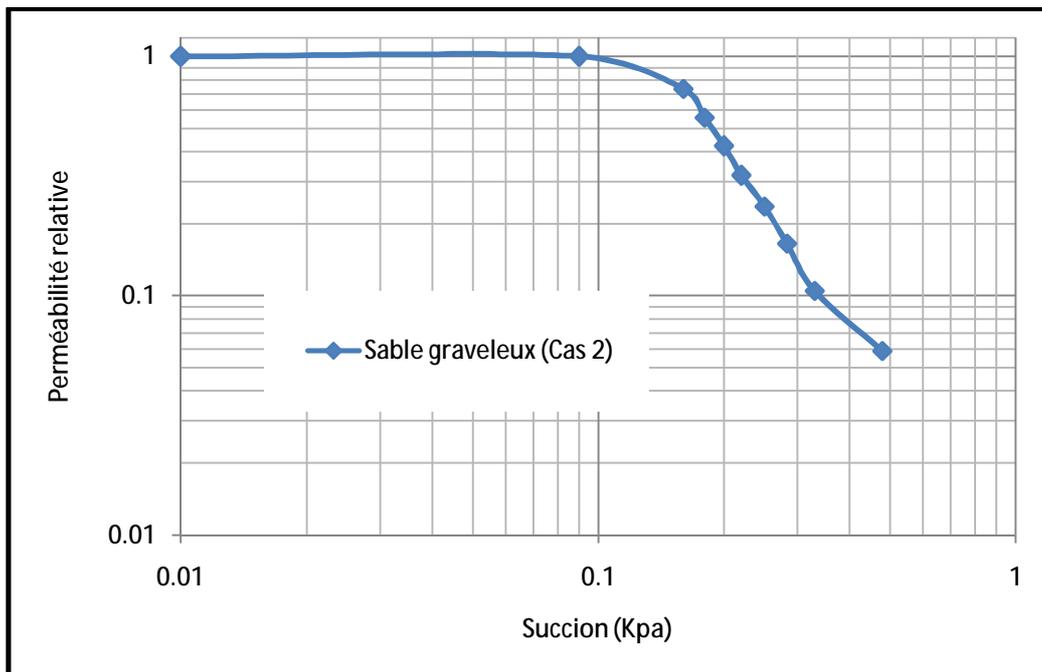
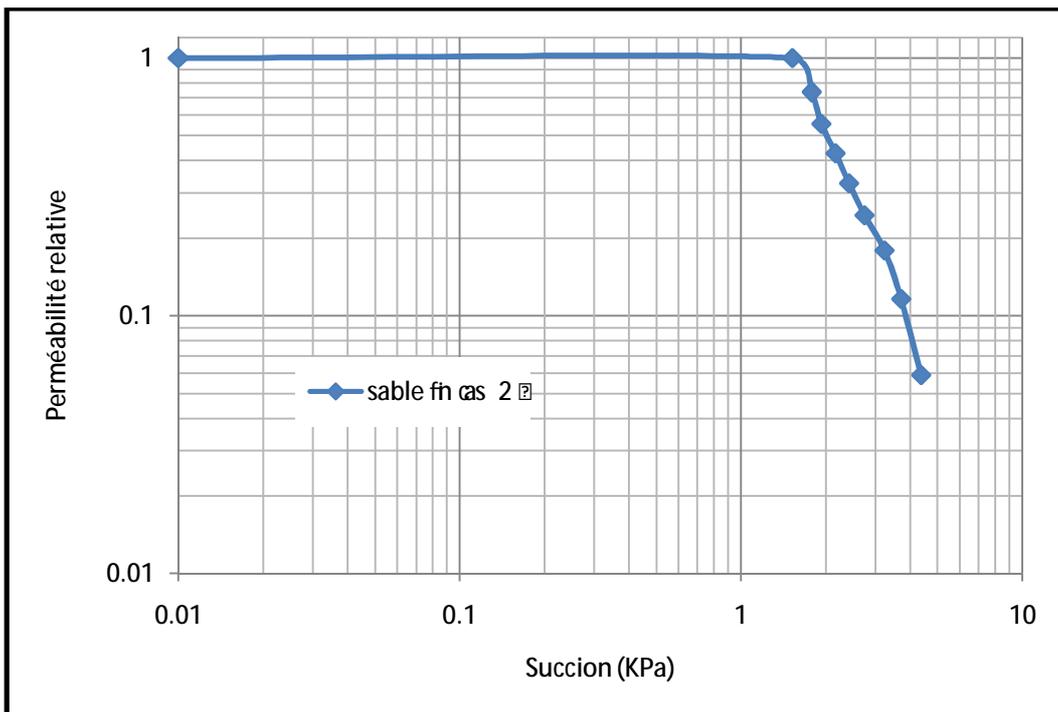
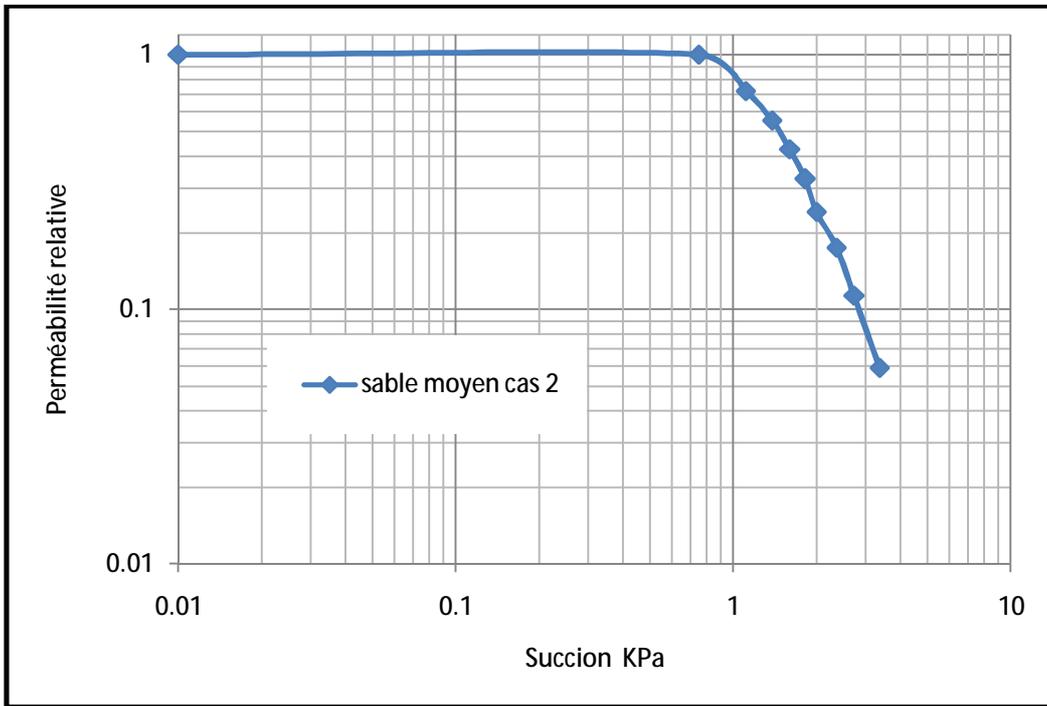


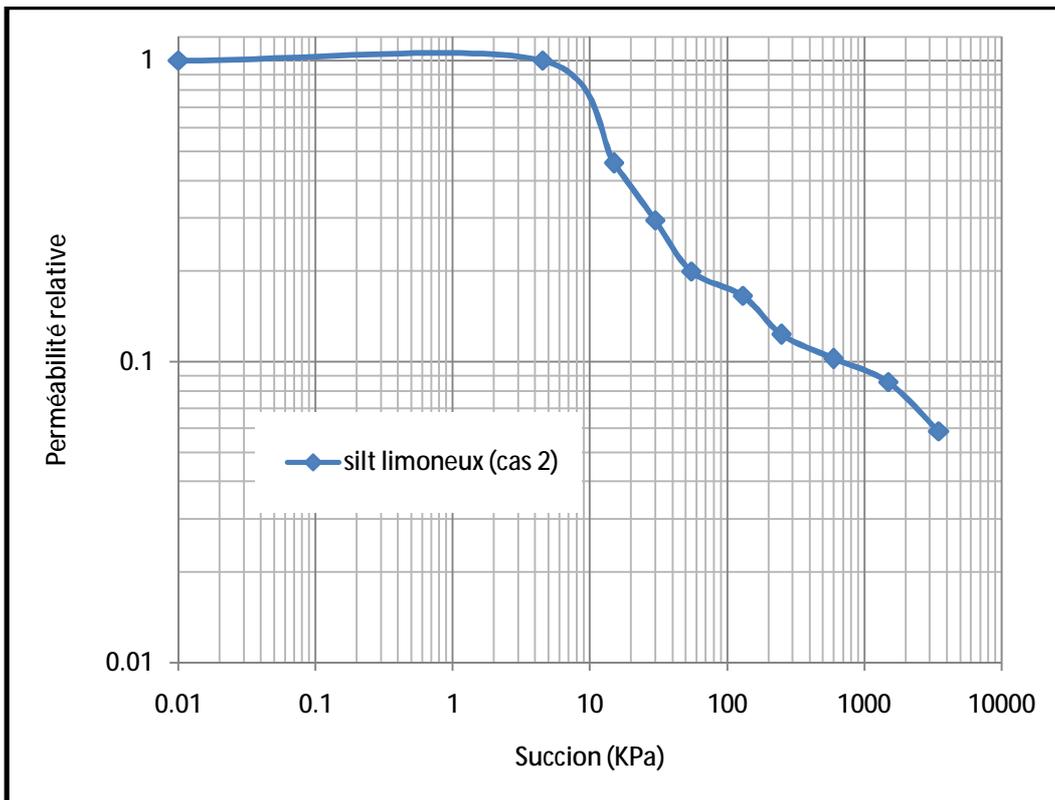
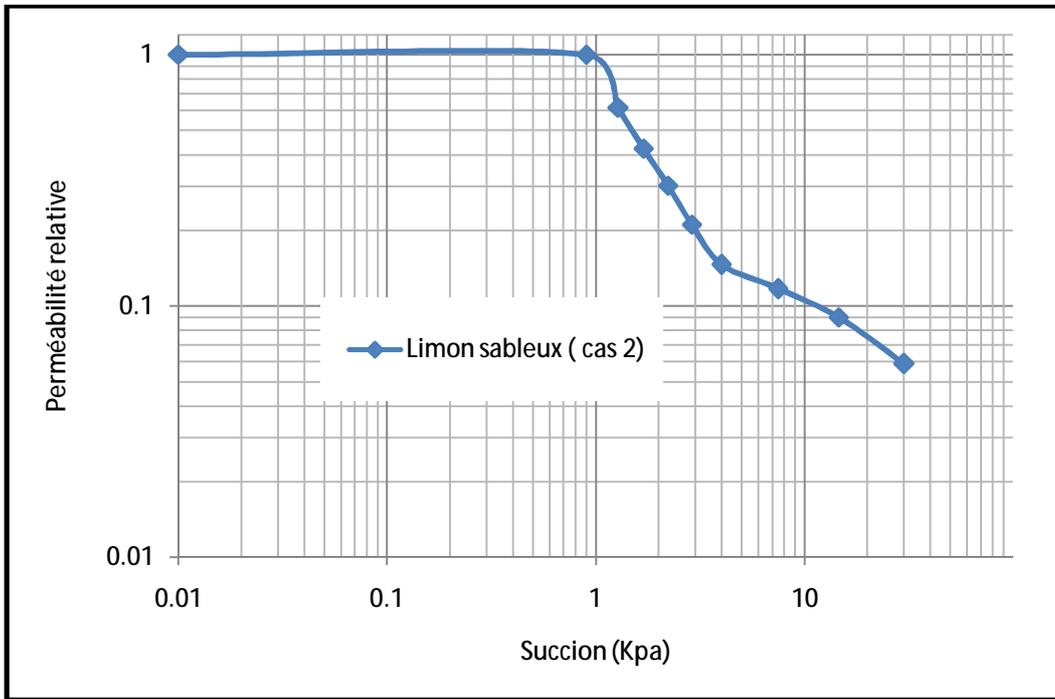
Figure V-6 : courbes de succion (cas 2) pour différents types de sol

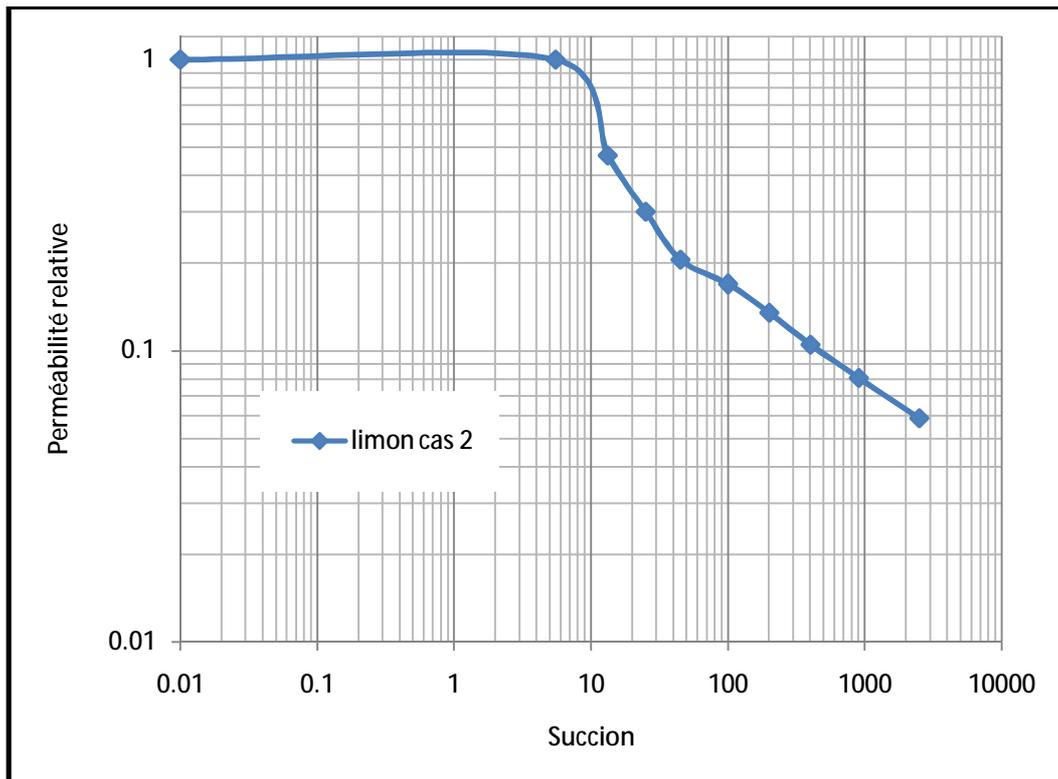
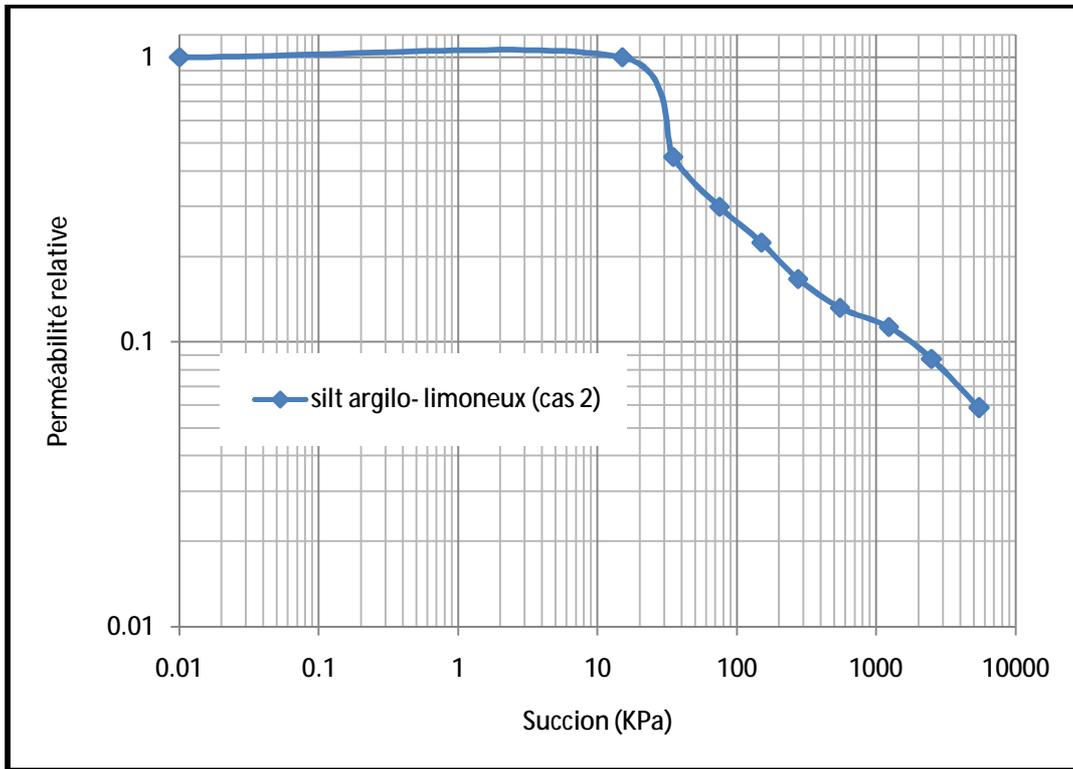
## VII. COURBE DE PERMEABILITE (cas 2)

Après avoir tracé les courbes de succion  $\Theta = f(\psi)$  (teneur en eau normalisée en fonction de la succion), nous avons en suite tracé les courbes de perméabilité relative en suivant la même procédure que nous avons opté dans le premier cas.









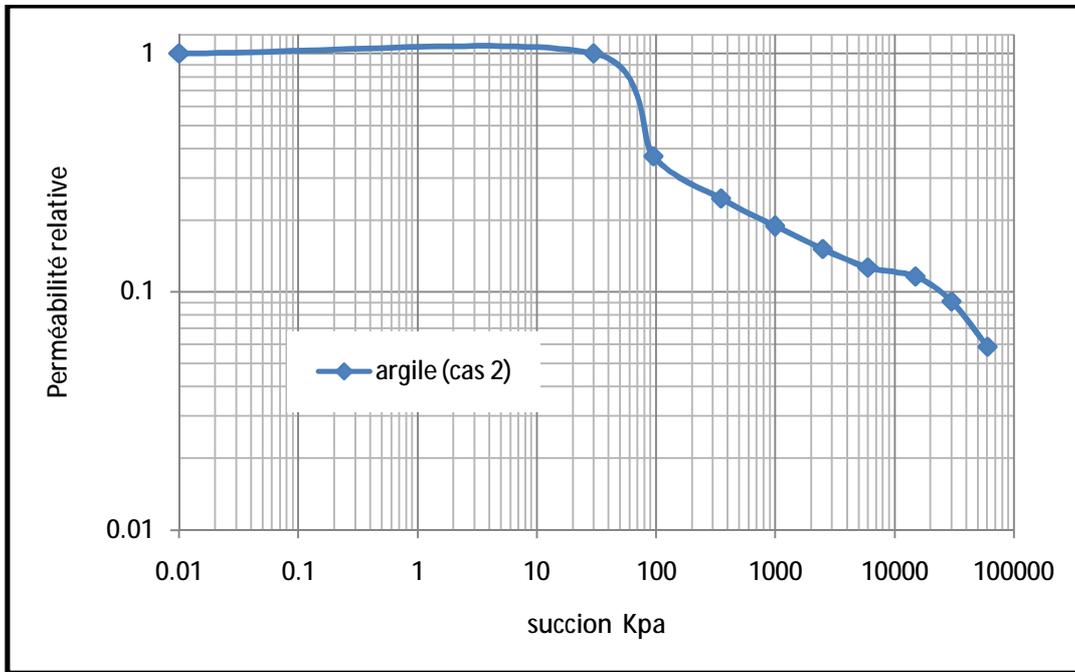
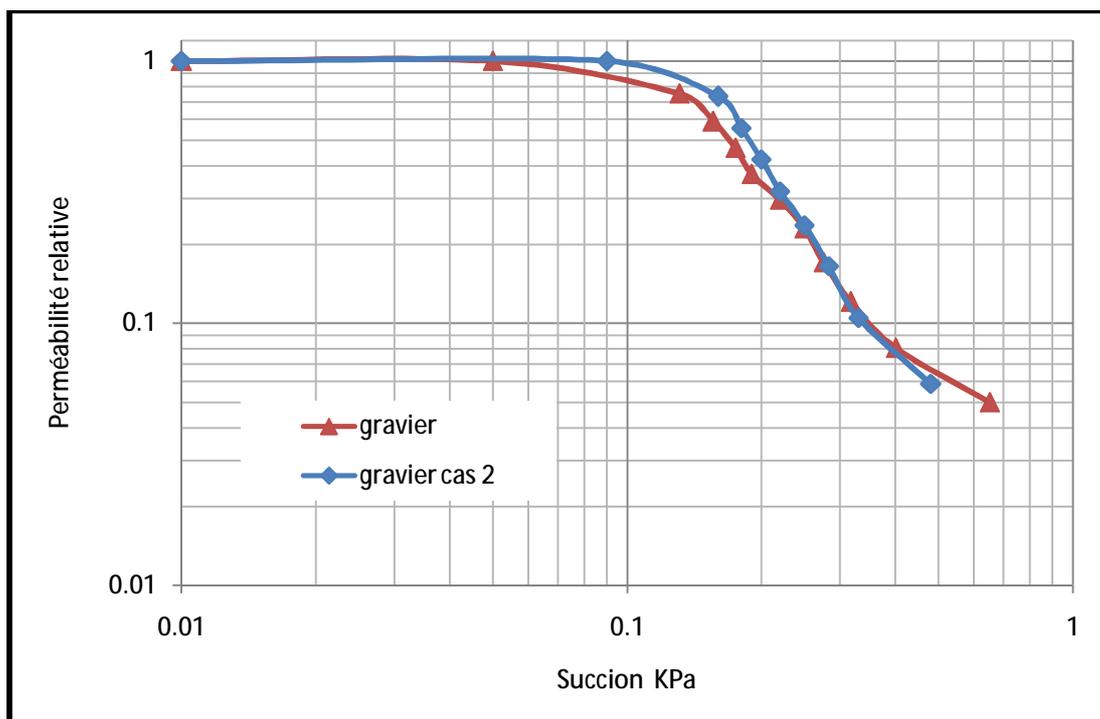
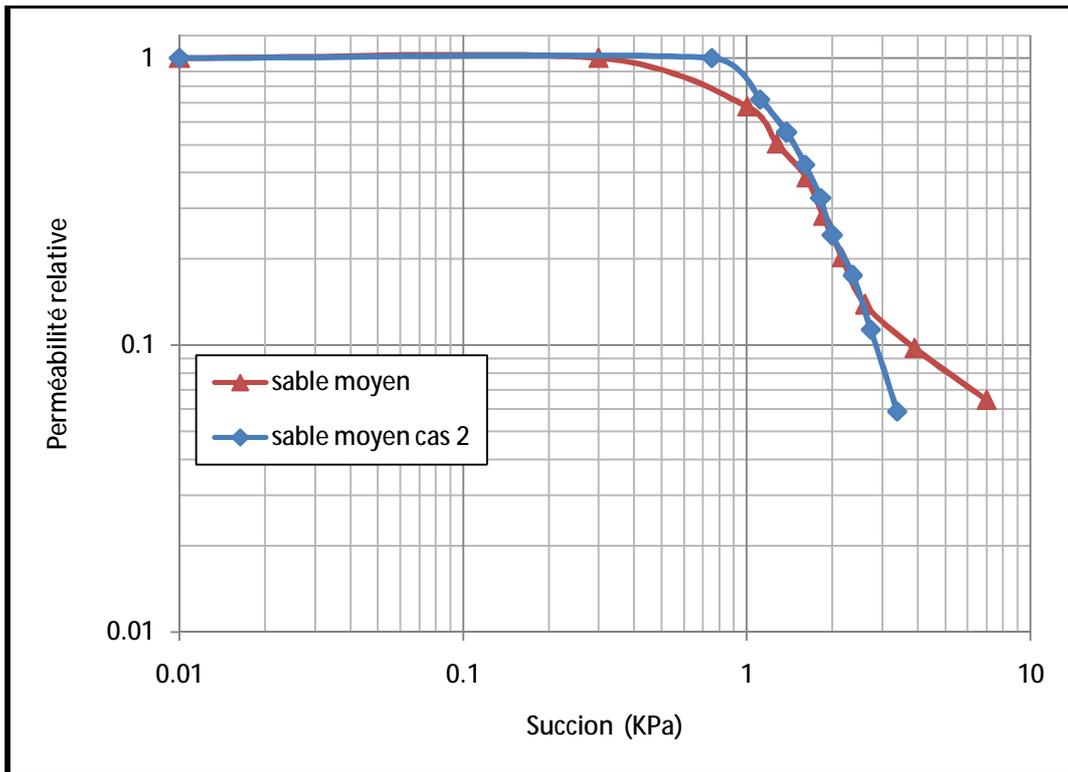
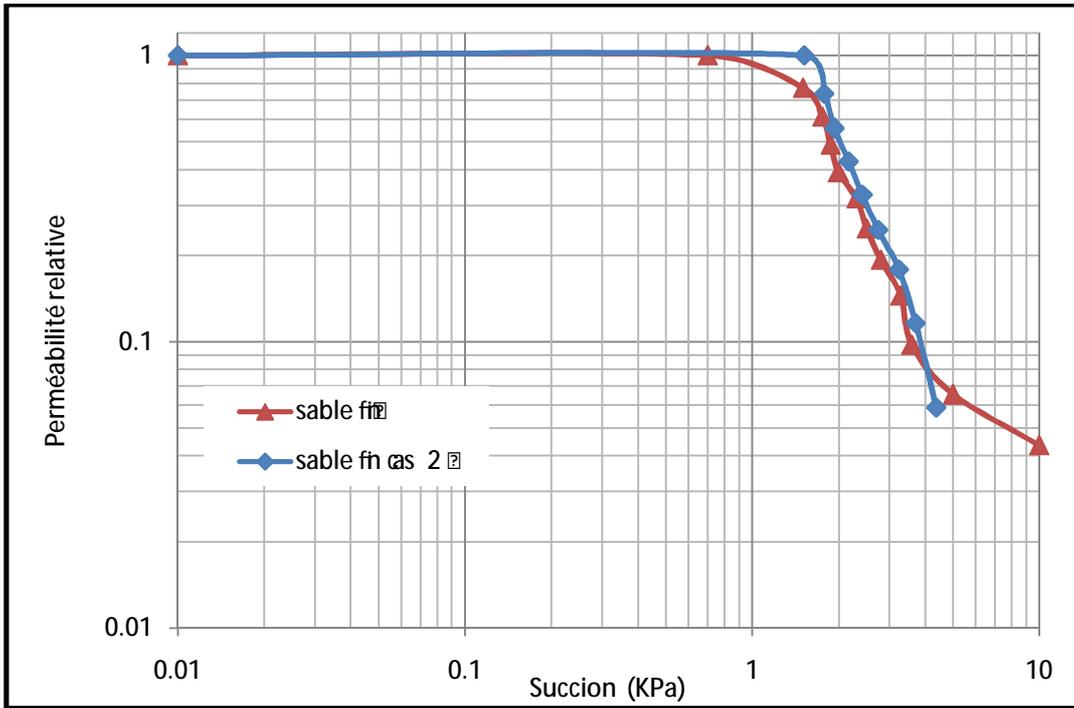


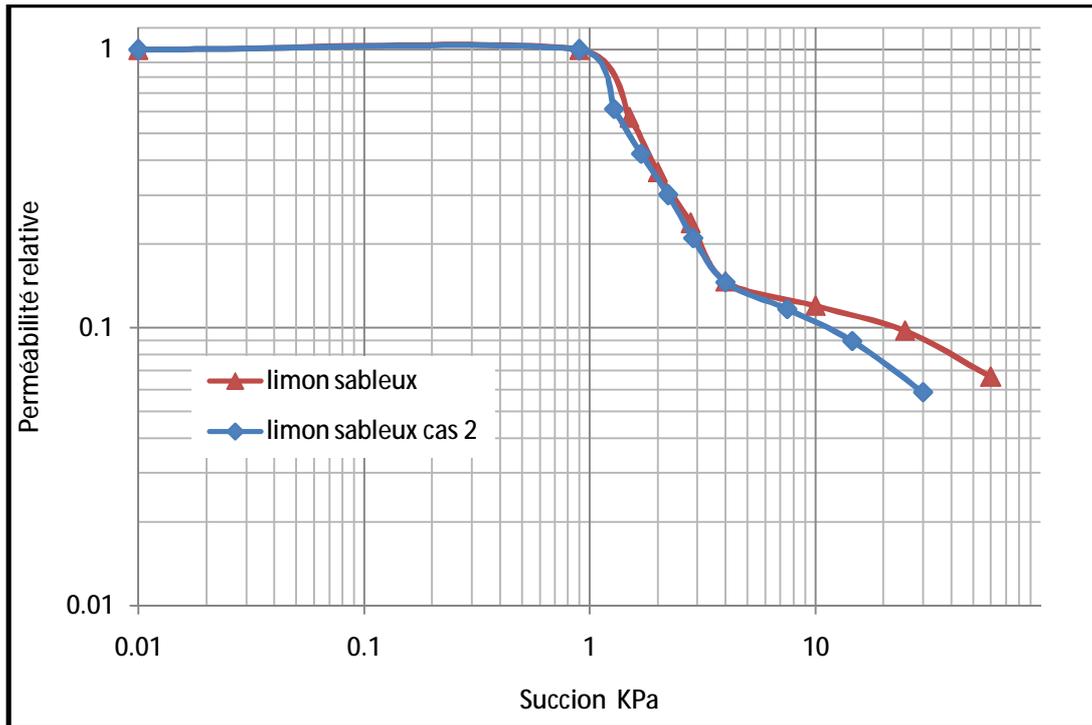
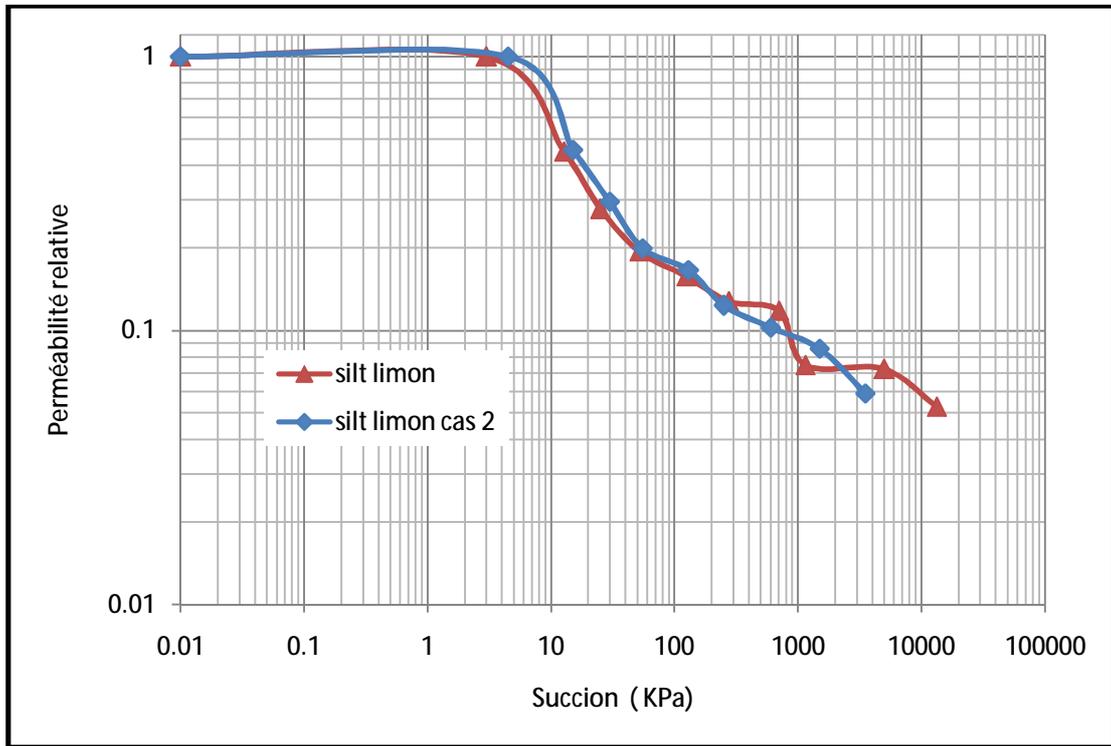
Figure V-7 : Courbes de perméabilité non saturée (cas 2)

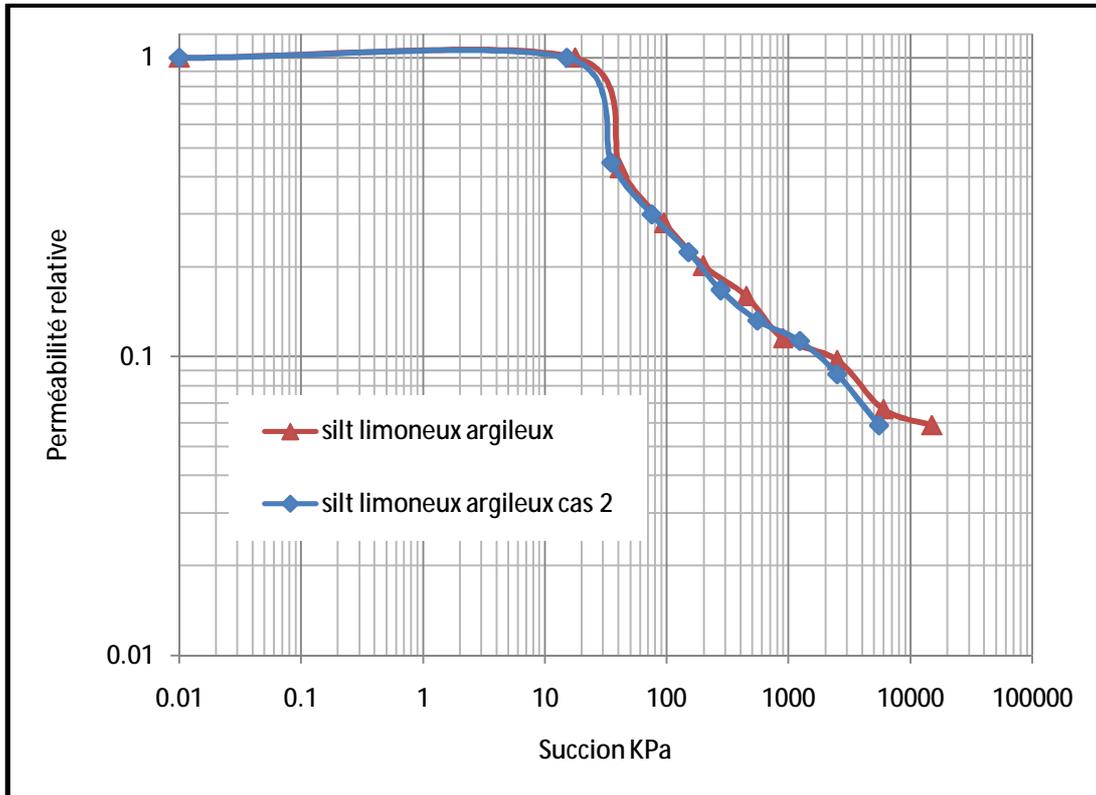
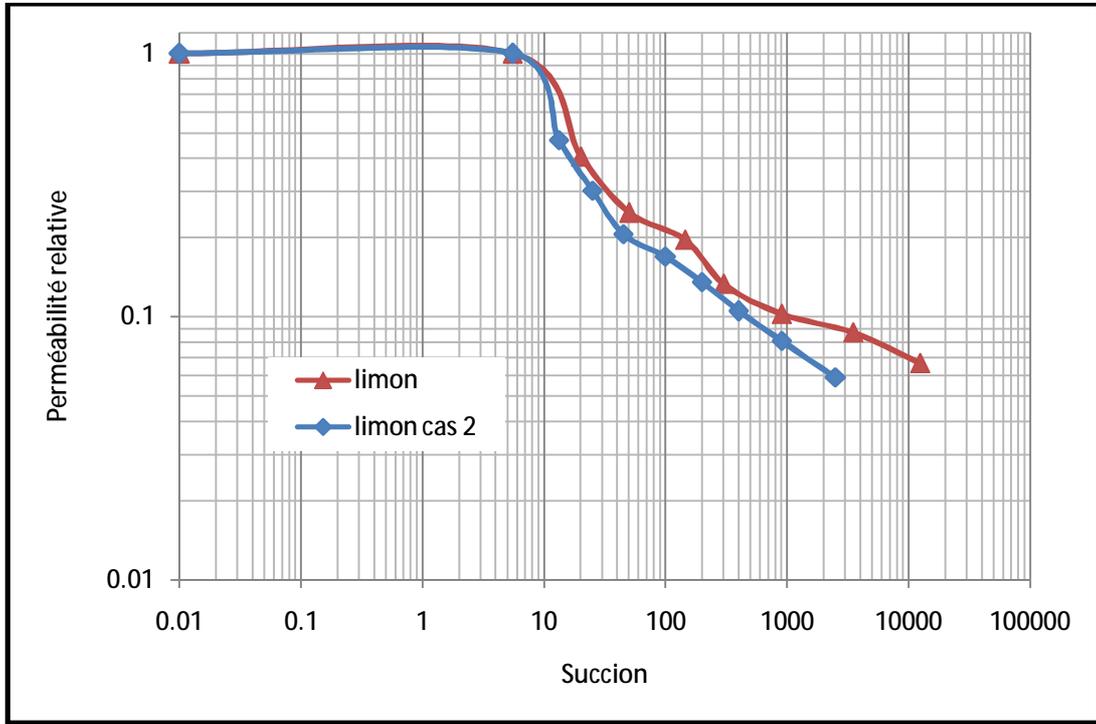
### VIII. COMPARAISON DE PERMEABILITE RELATIVE ENTRE LES DEUX CAS

Après avoir tracés les courbes de perméabilité non saturée, en tenant compte de la teneur en eau résiduelle, une comparaison a été faite entre les courbes de perméabilité de premières cas et celle de deuxième cas, afin de montrer l'influence de la teneur en eau résiduelle sur la perméabilité non saturée.









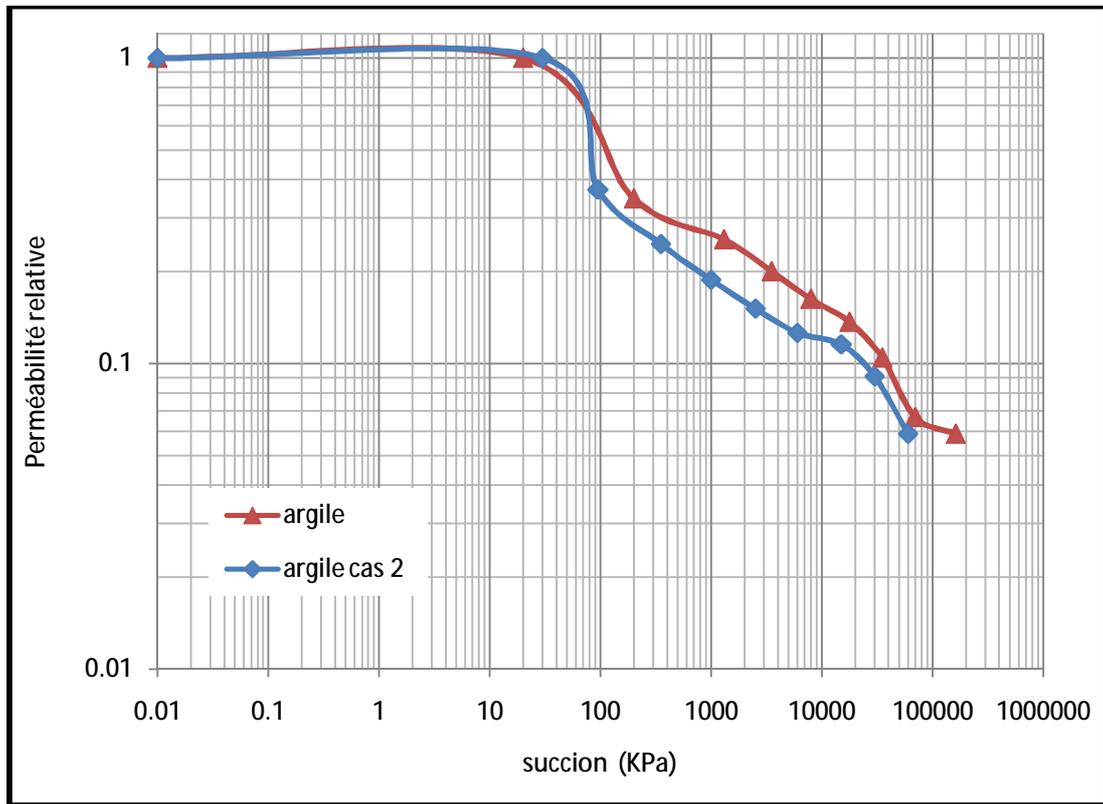


Figure V-8 : Comparaison des courbes de perméabilité non saturée entre le premier et le deuxième cas

D'après les courbes de la figure V-8, nous observons que la teneur en eau résiduelle n'influe pas sur la perméabilité non saturée de sol. Et le petit décalage entre les courbes est dû à l'imprécision des calculs.

## IX. FORMULE DE PERMEABILITE

Depuis deux décennies, la mécanique des sols non saturés a connus beaucoup de progrès en développant des matériels de laboratoire et in situ ainsi que des modèles pour prédire la perméabilité non saturée. Beaucoup de chercheurs ont proposé des formules empiriques et même statistiques, qui tiennent compte de la succion, de la teneur en eau ou de degré de saturation.

D'après l'étude qui a été faite précédemment, nous en sommes arrivés à proposer une formule approchée de perméabilité relative à deux paramètres, en fonction de la succion sous la forme suivante :

$$\begin{cases} k_r = 1 & \text{pour } \psi \leq \psi_a \\ k_r = \left( \frac{\theta_s - \theta_r}{100 - \theta_r} \right)^a \psi^b & \text{pour } \psi > \psi_a \end{cases}$$

**a** : est un paramètre qui dépend de la granulométrie et de la taille des pores. Il croit avec l'augmentation de la granulométrie.

Pour les sols grenus « a » est supposé compris entre  $0,01 \leq a \leq 5$  ;

Pour les sols fins « a » est supposé compris entre  $-1,15 \leq a \leq -0,15$ .

**b** : est un paramètre qui contrôle l'allure de la courbe supposé égale :

Type de sol	b
Sols fins	-0,3
Sols sableux	-0,8

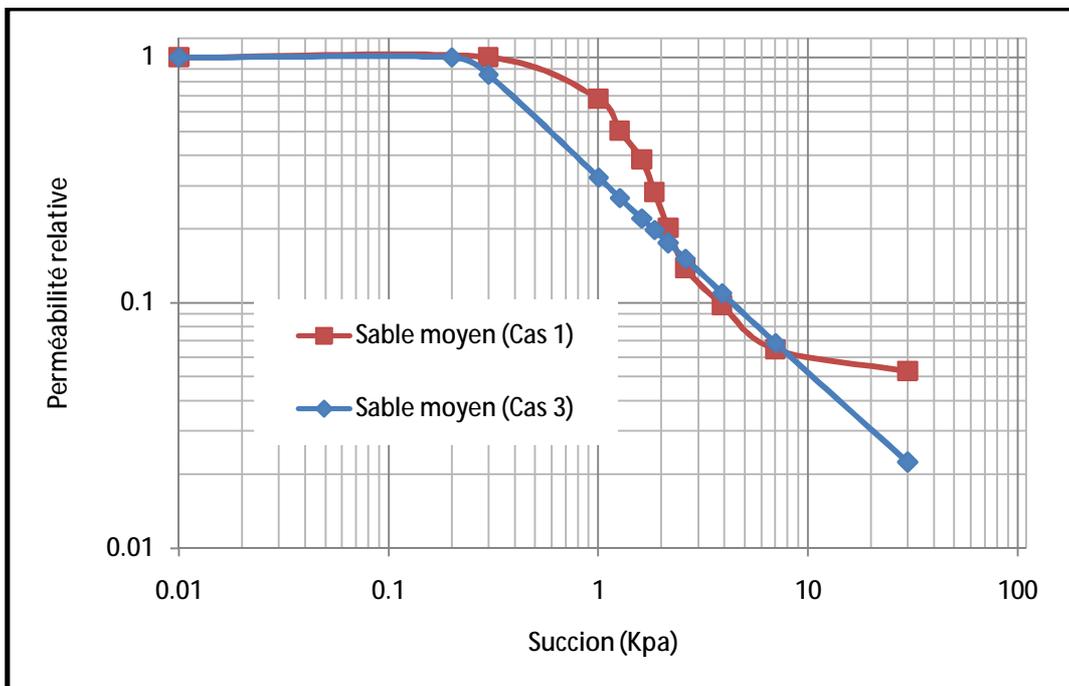
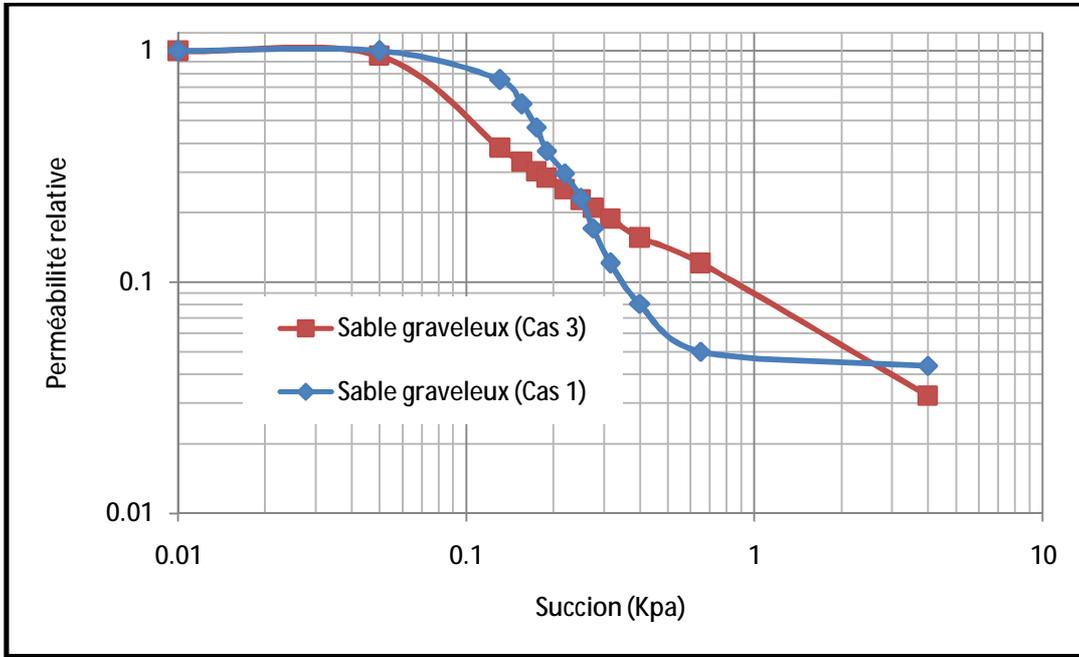
$\theta_s$  : Teneur en eau saturée (%) ;

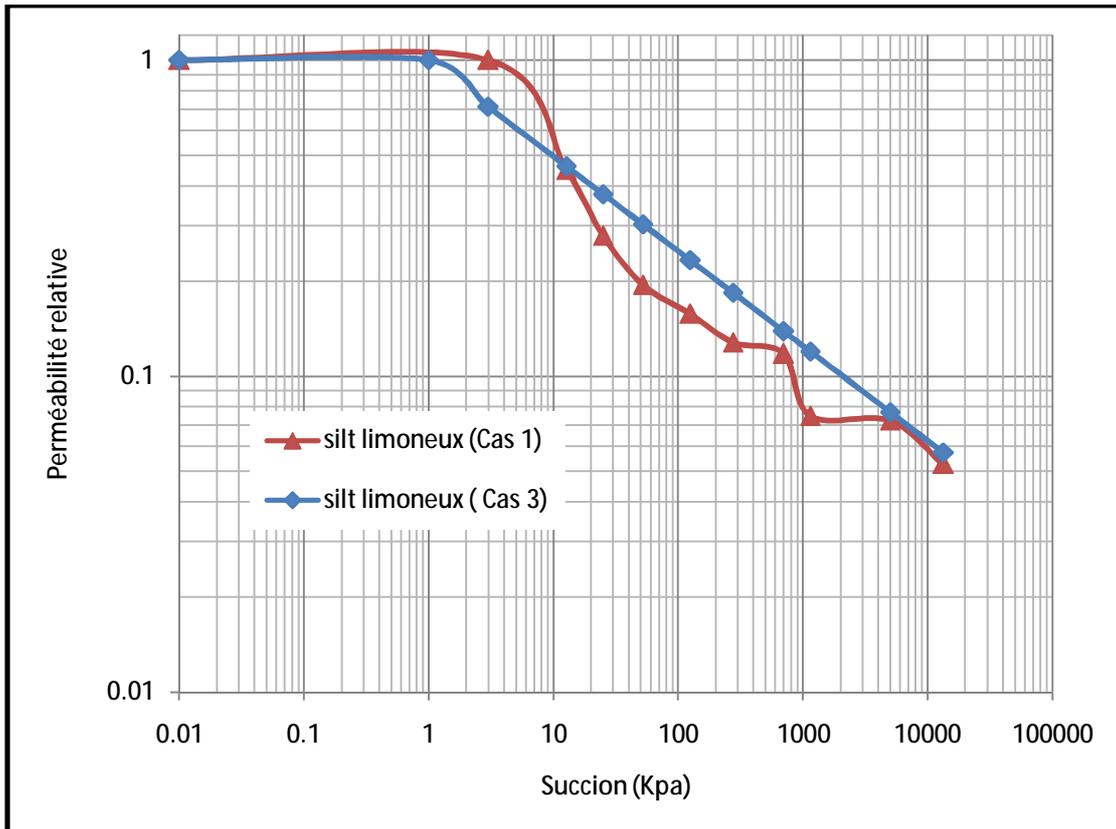
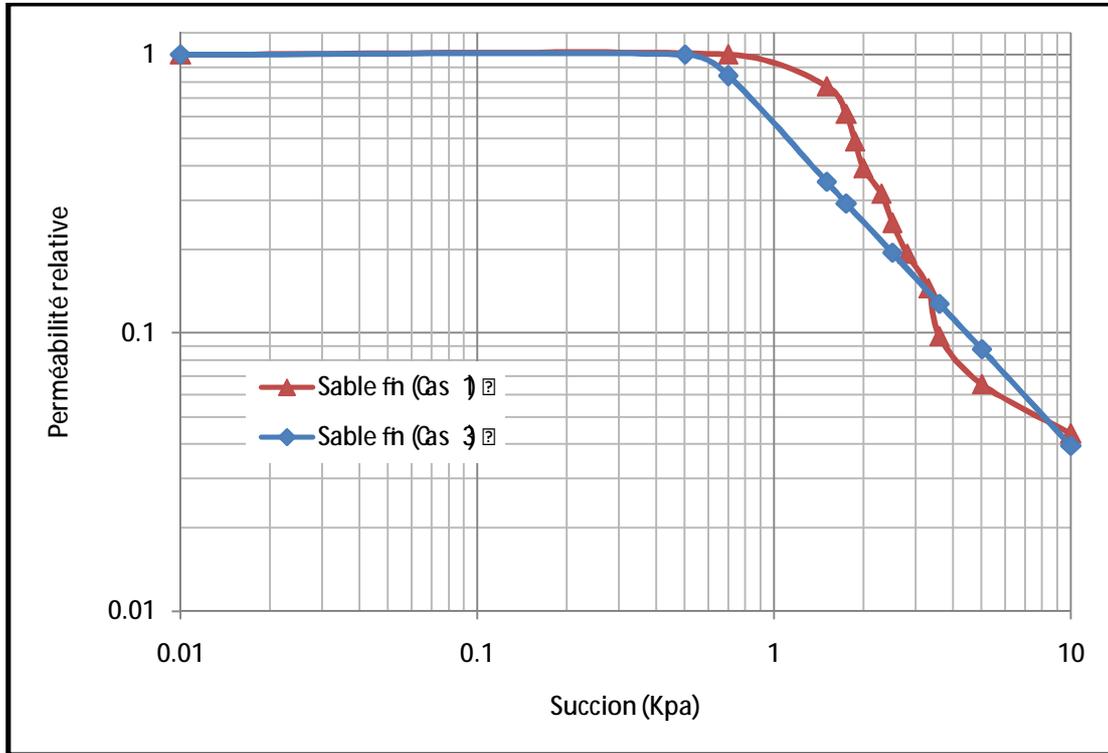
$\theta_r$  : Teneur en eau résiduelle (%) ;

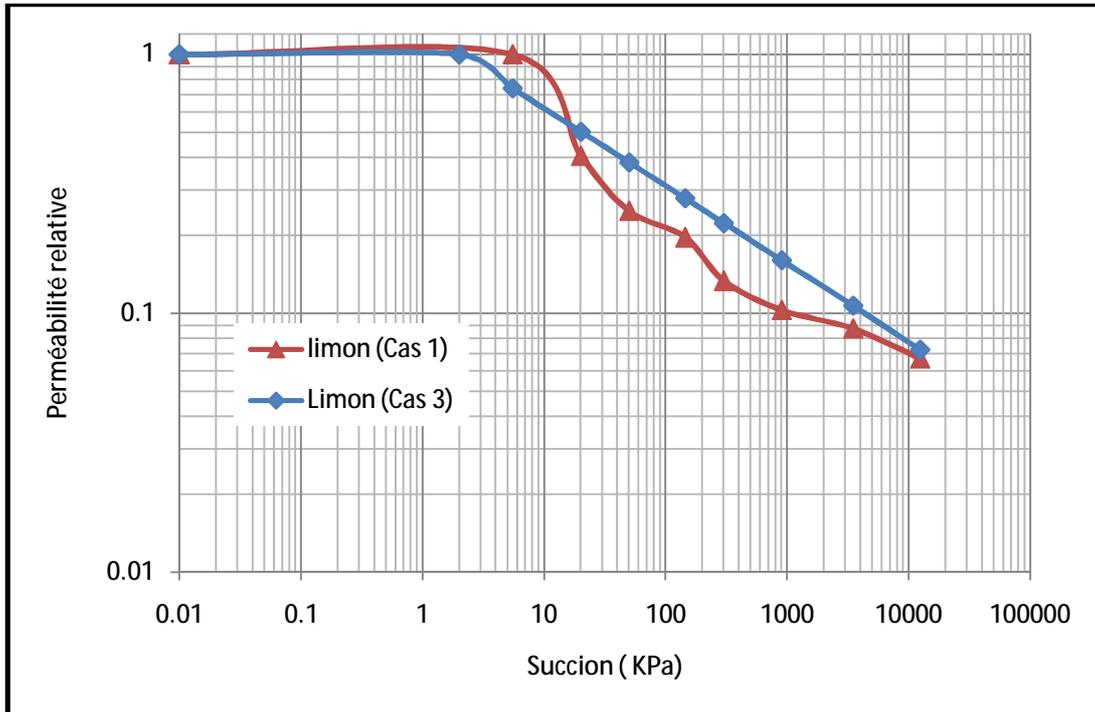
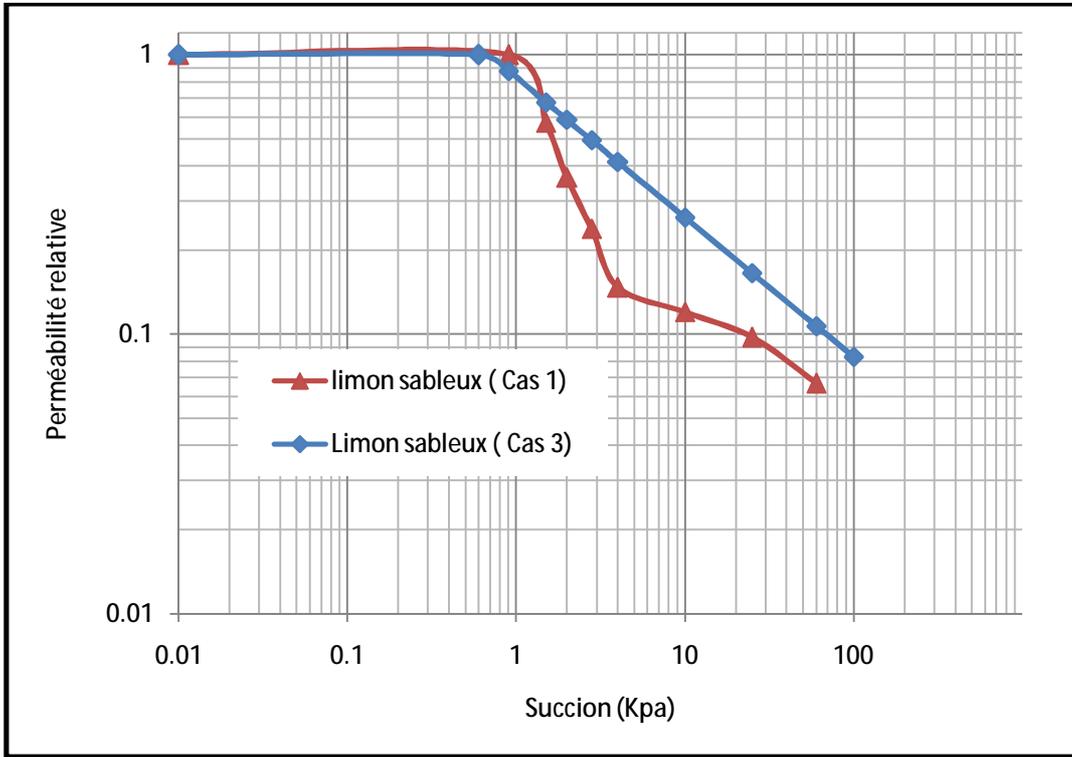
$\psi$  : La succion du sol

## X. RESULTATS OBTENUS PAR LA NOUVELLE FORMULE (CAS 3)

Les courbes ci-dessous, présentent une comparaison des courbes de perméabilité relative ( $K_r = f(\psi)$ ), obtenues par la méthode de Fredlund (cas1) et, celles obtenues par la nouvelle formule (cas3).







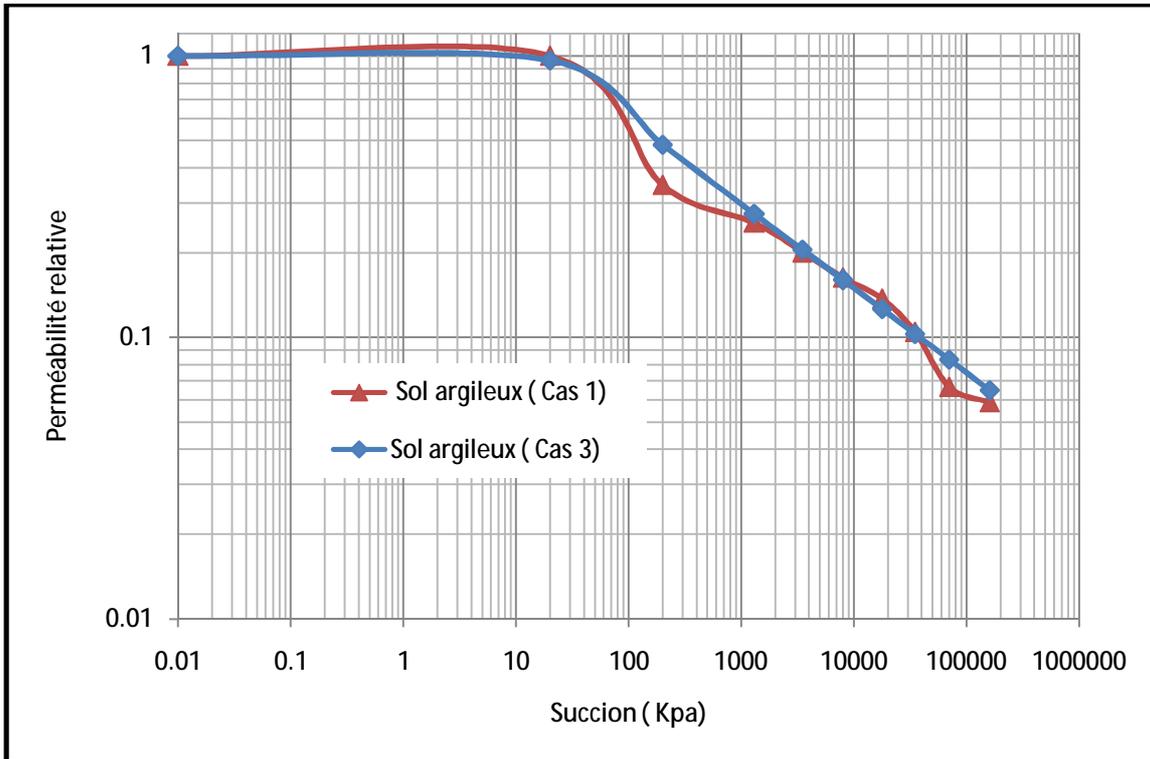
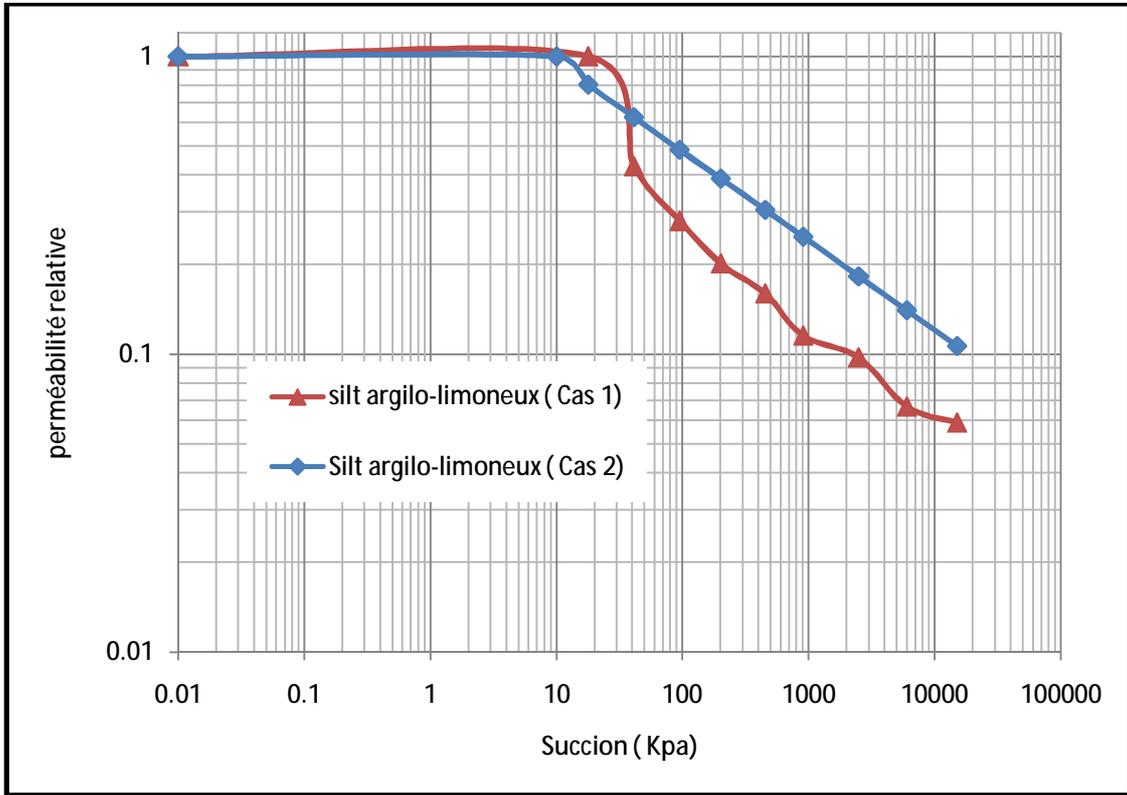


Figure V-9 : Comparaison des courbes de perméabilité non saturée obtenues par la formule de Fredlund (cas 1) et celles obtenues par la nouvelle formule (cas 3)

Les courbes obtenues par la nouvelle formule présentent un ajustement des courbes de premier cas et, donnent une bonne concordance lorsque le sol est fin.

## **XI. CONCLUSION**

La perméabilité des sols non saturés est une variable clé des sols non saturés, et elle est principalement déterminée par la distribution de la taille des pores.

L'application de la méthode de Fredlund et al. 1994, présente des avantages par rapport aux essais de laboratoire car, elle n'est pas onéreuse, ne nécessite pas beaucoup de temps et n'est pas laborieuse. Les résultats obtenus sont approchés, mais permettent de prédire la perméabilité des sols non saturés.

La formule de perméabilité proposée dans ce mémoire est une formule à deux paramètres basée sur l'exploitation des courbes de succion. Elle est applicable aux différents types de sol dont leurs courbes de succion sont obtenues à partir des modèles Pede-Transfer Function (PTF) et Pore Size Distribution (PSD).

## **CONCLUSION GENERALE**

## CONCLUSION GENERALE

La conductivité hydraulique des sols non saturés est une variable clef dans beaucoup de problèmes géotechniques et géo-environnemental. Elle est rarement mesurée dans le laboratoire ou in-situ. En effet, la perméabilité est constante au milieu saturé, contrairement en milieu non saturé où la perméabilité n'est plus constante et, sa mesure est délicate et encore assez peu répandue actuellement.

Les données expérimentales qui ont été exploitées dans ce travail sont obtenues en appliquant les modèles Pedo-Transfer Function (PTF) et Pore Size Distribution (PSD)

La méthode ainsi établie dans ce travail est applicable aux différents types de sols dans une gamme de succion allant de 0 à  $10^6$  KPa. Elle est très efficace dans le cas où les données expérimentales ne sont pas disponibles.

A l'issue de ce travail, nous pouvons tirer les principales conclusions, qui par ailleurs sont en accord avec certaines observations déjà établies par d'autres auteurs.

- Dans tous les cas, la succion a une influence considérable sur la perméabilité des sols non saturés. L'influence est naturellement plus marquée quand les dimensions des pores sont très petites.
- Actuellement, plusieurs équations de la courbe de succion ont été proposées, cependant, les équations les plus récemment proposées sont basées sur les propriétés physiques du sol.
- la perméabilité d'un matériau diminue généralement lorsque la teneur en particules fines augmente ; elle dépend non seulement de la granulométrie mais aussi de la nature du matériau. La conductivité hydraulique chute de façon importante quand la teneur en eau diminue et que la succion se développe.
- L'utilisation de la méthode de Fredlund et al. (1994), a permis de tracer les courbes de perméabilité relative du sol, dont son principe est d'exploiter des courbes de succion.

- L'équation utilisée pour prédire la perméabilité relative est valable pour des courbes de succion sur une gamme complète des valeurs de succion allant de 0 à  $10^6$  kPa.
- L'allure des courbes de perméabilité obtenues est cohérente avec celles fournies par la littérature pour des matériaux similaires.
- La formule ainsi proposée est applicable aux différents types de sol dont leurs courbes de succion sont obtenues à partir des modèles PSD et PTF.

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

**Abdallah A., Masrouri F., (2002).** *Identification des paramètres hydrodynamiques d'un sol non saturé à partir d'essais in situ* ; Laboratoire Environnement Géomécanique et Ouvrages, ENSG (Nancy, France).

**Alain L., Takounjou F., Kengni L., Jules R. Ndam Ngoupayou , Braun J.J., Ekodeck G.E., (2007)** ; *Transferts hydriques dans la zone non saturée en milieu tropical forestier.*

**Al bitar A., (2007)** ; *Modélisation des écoulements en milieu poreux hétérogènes 2D / 3D, avec couplages surface / souterrain et densitaires* ; Thèse de doctorat de l'institut national polytechnique de Toulouse (France).

**Alshihabi O., (2002).** *Étude en laboratoire du comportement d'un sol compact non saturé, influence des cycles de séchage et d'humidification* ; thèse de doctorat de l'université des sciences et technologies de Lille (France).

**Amram O., (1996).** *Régionalisation du bilan hydrique à l'aide de mesures satellitaires pour l'étude du fonctionnement des écosystèmes d'Afrique de l'ouest* ; thèse de doctorat de l'université Paul Sabatier Toulouse (France).

**Amraoui N., Noyer M.L., Wulleumier A., Chretien P., Feret M.J., Bertrand L., Poinclou C., (2008).** *Projet INTERREG III A, FLOOD1 Rôle des eaux souterraines dans le déclenchement des crues, Instrumentation et suivi du site expérimental de la Somme, caractérisation hydrodynamique de la craie* ; Etude réalisée dans le cadre des opérations de Recherche du BRGM 2003-EAU-

**Arsenie I. M., (2009).** *Interprétation en contraintes effectives du comportement réversible des matériaux granulaires compactés non-saturés sous sollicitations triaxiales cycliques* ; projet de fin d'étude ; Le Laboratoire Environnement Géomécanique et Ouvrage (LAEGO) Nancy, France.

**Azzouz F- Z., 2006.** *Contribution a l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région de Tlemcen* ; mémoire de magister de Université Aboubekr Belkaid – Tlemcen, Algérie.

**Bakkari A., (2007).** *Observation et modélisation d'ouvrages en terre soumis à des processus de séchage et d'humidification* ; thèse doctorat l'école nationale des ponts et chaussées.

**Blatz J. A., Cui Y. J., Oldecop L., (2008);** *Vapour Equilibrium and Osmotic Technique for Suction Control*; Geotech Geol Eng 26:661–673

**Boussaid K., (2005).** *Sols intermédiaires pour la modélisation physique : Application aux fondations superficielles* ; thèse de doctorat, laboratoire central des ponts et chassées Nantes, France.

**Chahinian N., 2004 ;** *Paramétrisation multicritère et multi-échelle d'un modèle hydrologique spatialisé de crue en milieu agricole* ; thèse de doctorat présentée a l'université Montpellier II, France.

**Cheng C. et Chen X., (2007).** *Evaluation of methods for determination of hydraulic properties in an aquifer–aquitard system hydrologically connected to a river*; Hydrogeology Journal 15: 669–678

**Cormi T., (2003).** *Modélisation numérique du gonflement des argiles non saturées* ; Thèse de doctorat, Ecole national des ponts et chaussées Paris, France.

**Coussy O. et Fleureau J.M., (2002).** *Mécanique des sols non saturés* ; ISBN 2-7462-0290-5, p.17

**Delage P., Cui Y. J., (2000).** *L'eau dans les sols non saturés*. Editions Techniques de l'ingénieur, Paris, vol C2, article C 301, Traité Construction

**Diaw El-H.B., (1996).** *Modélisation du transfert d'eau en milieu poreux non saturé: application a l'étude de la recharge des nappes d'eaux souterraines en région soudano-sahélienne* ; thèse de doctorat, université Louis pasteur de Strasbourg ; institut de mécanique des fluides - dra cnrs 854

**Fredlund D. G., (2005);** *Teaching Unsaturated Soil Mechanics as Part of the Undergraduate Civil Engineering Curriculum*; Visiting Professor Kobe University, Kobe, Japan

**Fredlund D.G, Xing A., Huang S., (1994);** *Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve*; Journal géotechnique canadien, 31 (3): 521-532.

**Ghasemzadeh H., (2006).** *Couplages dans les géométraux multiphasiques effets de la température et de la chimie* ; thèse doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées, Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols (CERMES) Paris, France.

**Huang S., Barbour S.L., Fredlund D.G., (1998).** *Development and verification of a coefficient of permeability function for a deformable unsaturated soil*; Department of Civil Engineering, 57 Campus Drive, University of Saskatchewan, Saskatoon, SK S7N 5A9, Canada.

**Lamara M. et Derriche Z., (2008).** *Prediction of Unsaturated Hydraulic Properties of Dune Sand on Drying and Wetting Paths*, 2008; Electronic Journal of Geotechnical Engineering, Vol 13, bund. B: 1-19.

**Lamara M., Derriche Z., (2009).** *Prédiction de la courbe de rétention d'eau du sol à l'aide des fonctions de pedotransfert (PTFs)*; Colloque International Sols Non Saturés et Environnement « UNSATlemcen09 » Algérie; p.411 à p.424

**Lefebvre R., (2006).** *Chapitre 2 : Écoulement dans les milieux poreux saturés et les aquifères*

**Li X. L., (1999).** *Comportement Hydromécanique des Sols Fins : de l'état saturé à l'état non saturé* ; Thèse de doctorat Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquées.

**Lion M., (2004).** *Influence de la température sur le comportement poromécanique ou hydraulique d'une roche carbonatée et d'un mortier, Etudes expérimentales.* Thèse de doctorat Université des sciences de technologies de Lille, France.

**Masekanya J-P., (2008).** *Stabilité des pentes et saturation partielle, Etude expérimentale et modélisation numérique.* Thèse doctorat université de Liege, faculté des sciences appliquées,

Belgique.

**Mekki L., (2009).** *Méthodologie d'étude et techniques d'identification des paramètres de comportement des sols fins soumis à des cycles de sécheresse prolongée (application aux argiles expansives de m'sila)* ; thèse de magister, université Mohamed Boudiaf de M'sila, Algérie.

**Mrad M., (2005).** *Modélisation du comportement hydromécanique des sols gonflants non saturés* ; thèse de doctorat, Institut national polytechnique de lorraine, Nancy, France.

**Myslik J., (2007).** *Les eaux souterraines - Une ressource rurale importante : Comprendre les eaux souterraines* ; fiche technique, Département des sciences de la terre/Université de Waterloo, Canada.

**Nana J.M.T., 1999 et CALLAUD M., (2004)** ; *Cours de mécanique des sols, Tome1 : propriétés des sols* ; Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement, Ouagadougou, Burkina Faso.

**ODONG J., (2008).** *Evaluation of Empirical Formulae for Determination of Hydraulic Conductivity based on Grain-Size Analysis* ; The Journal of American Science, 4(1), ISSN 1545-1003

**Pham H-Q. et Fredlund D-G., (2008).** *Equations for the entire soil water characteristic curve of a volume change soils*; Can. Geotech. J. 45: 443-453

**Pech P., (2006).** *Les transferts des versants aux lits* ; Université Paris 1. Panthéon Sorbonne, France.

**Pomerlea G., 1997** ; *modélisation du transfert d'eau et de soluté dans les sols non saturés* ; Mémoire Présenté pour l'obtention du grade de Maître des Sciences (M. Sc.), Université du Québec INRS-Eau, Canada.

**Shao Y. et Irannejad P., (1998).** *On the choice of soil hydraulic models in land-surface schemes*; Centre for Advanced Numerical Computation in Engineering and Science, UNSW, Sydney, Australia

**Staub M., (2007).** *Hydrologie souterraine en zone non saturée - Notions essentielles* ; école nationale supérieure de géologie (ENGEES – ENSG), Formation Initiale d'Ingénieurs ; Nancy, France.

**Szenknect S., (2003).** *Transfert de radioéléments en zone non saturée. Etude expérimentale et modélisation appliquées au Site Pilote de Tchernobyl.* Thèse doctorat Laboratoire d'étude des transferts dans les sols et le sous-sol (LETS)

**Vanapalli S.K., Wright A., Fredlund D.G., (2002).** *Shear strength behavior of a silty soil over the suction range from 0 to 1,000,000 kPa.* 51st Canadian Geotechnical Conference (1998), Edmonton

**Weynants M., (2005).** *Caractérisation des propriétés hydrodynamiques et étude de la possibilité d'agrégation de trois types de sols au Fakara, Niger* ; Mémoire de fin d'étude, université catholique de Louvain faculté d'ingénierie biologique, agronomique et environnementale.

**Yang H., Rahardjo H., Leong E.C., Fredlund D.G., (2004).** *A study of infiltration on three sand capillary barriers* ; Can. Geotech. J. **41**: 629–643