

**Université Pierre et Marie Curie, Université Paris-Sud,  
Ecole des Mines de Paris  
& Ecole Nationale du Génie Rural des Eaux et des Forêts**

---

**DEA Hydrologie, Hydrogéologie, Géostatistique et Géochimie  
Filière Hydrologie et Hydrogéologie Quantitatives**


**Détermination expérimentale des propriétés hydrodynamiques au  
voisinage de la saturation :**

**Incidence sur le fonctionnement hydrique d'un sol à nappe  
superficielle**

**Par Thais PARIS**

**Tuteur de stage : Cyril KAO**

**14 septembre 2001**

 Cemagref, Groupement d'Antony,  
Unité Ouvrages pour le Drainage et l'Etanchéité



**SOMMAIRE**

<b>INTRODUCTION</b> .....	<b>1</b>
<b>CHAPITRE I. Etat des connaissances</b> .....	<b>2</b>
<b>I.1. Caractéristiques hydrodynamiques des sols</b> .....	<b>2</b>
<b>I.2. Equation de Richards</b> .....	<b>4</b>
<b>I.3. Paramétrisation des propriétés hydrodynamiques</b> .....	<b>6</b>
I.3.1. Courbe de rétention hydrique .....	6
I.3.2. Courbe de conductivité hydraulique .....	8
I.3.3. Conclusion .....	8
<b>I.4. Détermination expérimentale des propriétés hydrodynamiques</b> .....	<b>9</b>
I.4.1. Courbe de rétention hydrique .....	9
I.4.2. Courbe de conductivité hydraulique .....	9
I.4.3. Méthodes inverses .....	10
I.4.4. Conclusion .....	10
<b>I.5. Etat de connaissances sur la maquette MaSHyNS</b> .....	<b>10</b>
I.5.1. Introduction .....	10
I.5.2. Expériences effectués avant le stage de DEA .....	11
<b>I.6. Conclusion</b> .....	<b>12</b>
<b>CHAPITRE II. Détermination expérimentale des propriétés hydrodynamiques</b> .....	<b>13</b>
<b>II.1. Détermination expérimentale de la courbe de rétention hydrique</b> .....	<b>13</b>
II.1.1. Extracteur à plaque poreuse, méthode proposée par Gardner, (1956) .....	13
II.1.2. Méthode par surpression d'air .....	22
II.1.3. Conclusion .....	26
<b>II.2. Détermination expérimentale de la courbe de conductivité hydraulique</b> .....	<b>27</b>
II.2.1. Conductivité hydraulique à saturation (K <sub>s</sub> ) .....	27
II.2.2. Conductivité hydraulique non saturée (K <sub>ns</sub> ) .....	28
II.2.3. Conclusion .....	30
<b>II.3. Paramétrisation des courbes de rétention hydrique et de conductivité hydraulique</b> .....	<b>31</b>
II.3.1. Comparaison des données expérimentales aux méthodes Wind et IMF : .....	31
II.3.2. Paramétrisation de la courbe de rétention moyenne expérimentale .....	32
II.3.3. Calage des paramètres sur la courbe de conductivité hydraulique .....	34
<b>II.4. Conclusion</b> .....	<b>35</b>
<b>CHAPITRE III. Simulations numériques</b> .....	<b>37</b>
<b>III.1. Introduction</b> .....	<b>37</b>
<b>III.2. Simulation à l'échelle de l'échantillon</b> .....	<b>37</b>
II.2.1. Méthodologie de réalisation des simulations .....	37
II.2.2. Résultat des simulations à l'échelle de l'échantillon .....	38
II.2.3. Conclusion .....	39
<b>III.3. Simulations à l'échelle de la maquette MaSHyNS</b> .....	<b>39</b>
III.3.1. Essai 23/03/01 .....	39
III.3.2. Conditions initiales et aux limites imposées au système simulé: .....	40
III.3.3. Simulation effectué avec les paramètres des méthodes Wind et IMF à l'échelle de la maquette .....	40
III.3.4. Simulation à l'échelle de la maquette avec les résultats issus de nos expériences: .....	42
<b>III.4. Conclusion</b> .....	<b>43</b>
<b>Conclusion et perspectives</b> .....	<b>44</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE</b> .....	<b>46</b>
<b>Annexe I</b> .....	<b>48</b>
<b>Annexe II</b> .....	<b>49</b>
<b>Annexe III</b> .....	<b>50</b>

**TABLE DES ILLUSTRATIONS**

Figure 1. Influence de la texture et de la structure sur la relation $h(\theta)$ . Effet d'hystérèse : branches principales et courbes de passage.....	3
Figure 2. Allure générale des fonctions $K(h)$ et $K(\theta)$ .....	4
Figure 3. Expérimentation type succion imposée.....	13
Figure 4. Système en dépression d'eau.....	15
Figure 5. Courbe des variations de la température de l'eau et du laboratoire à une hauteur de 20 et 50 cm du sol pendant la durée des expériences.....	16
Figure 6. Relation entre les variations de température au laboratoire et les pertes d'eau des échantillons. L'axe d'ordonnés droit représente en positif les gains et en négatif les pertes.....	17
Figure 7. Courbe de rétention hydrique, drainage. Méthode en dépression d'eau.....	20
Figure 8. Courbe de rétention hydrique, humidification. Méthode en dépression d'eau.....	21
Figure 9. Effets de la hystérésis, échantillon n° 1.....	21
Figure 10. Schéma de principe de l'appareil de mesure.....	22
Figure 11. Système en surpression d'air.....	23
Figure 12. Chronique des pressions mesurées par le capteur de pression.....	23
Figure 13. Courbe de rétention hydrique, phase de drainage. Méthode en surpression d'air.....	26
Figure 14. Courbes de rétention moyennes (branche drainage).....	26
Figure 15. Schéma du système pour déterminer la conductivité non saturée au laboratoire.....	28
Figure 16. Courbe de conductivité hydraulique.....	30
Figure 17. Comparaison entre la courbe de rétention hydrique moyenne et les méthodes Wind et IMF.....	31
Figure 18. Comparaison entre la courbe de conductivité hydraulique expérimentale et les méthodes Wind et IMF.....	32
Figure 19. Calage de la courbe de rétention moyenne avec le modèle MVG.....	32
Figure 20. Calage des points expérimentaux, zone "proche à la saturation".....	33
Figure 21. Courbe de conductivité hydraulique calée avec les paramètres issus de $\theta(h)$ .....	34
Figure 22. Paramètres décrivant correctement $\theta(h)$ .....	36
Figure 23. Paramètres décrivant correctement $K(h)$ .....	36
Figure 24. Conditions initiales et aux limites utilisées lors de la simulation. $r$ et $z$ sont respectivement le rayon la hauteur de l'échantillon.....	37
Figure 25. Pertes d'eau expérimentales et simulées cumulés pour le jeu de paramètres D.....	38
Figure 26. Pertes d'eau expérimentales et simulées cumulés pour les jeux de paramètres A, B et C.....	38
Figure 27. Schéma de la maquette, essai 23/03/01.....	39
Figure 28. Débit d'aspersion et débit drainé.....	40
Figure 29. Evolution temporelle de la pression à 5 cm du fossé et à 10 cm de profondeur (par rapport à la surface), observé et simulé (paramètres issus des expériences Wind et IMF).....	41
Figure 30. Débit simulé et observé pour les méthodes Wind et IMF.....	41
Figure 31. Evolution temporelle de la pression à 5 cm du fossé et à 10cm de profondeur (par rapport à la surface), observée et simulée (paramètres du calage C).....	42
Figure 32. Débit observé et simulé pour le calage C.....	43
Figure 33. Analyse granulométrique de la maquette où A = argile, Lf = limon fin, Lg = limon grossier, Sf = sable fin, Sg = sable grossier.....	49
Tableau 1. Paramètres Wind et IMF.....	11
Tableau 2. Valeurs caractéristiques des échantillons, méthode en dépression d'eau.....	19
Tableau 3. Valeurs caractéristiques des échantillons, méthode en surpression d'air.....	25
Tableau 4. Paramètres calage D de l'expérience en dépression d'eau.....	33
Tableau 5. Jeux de paramètres calant la zone à "proximité de la saturation".....	34
Tableau 6. Récapitulatif des jeux de paramètres retenus.....	36
Tableau A. Hauteur et diamètre des échantillons, méthode en dépression d'eau.....	51
Tableau B. Hauteur et diamètre des échantillons, méthode en surpression d'air.....	53
Tableau C. Résultats du calcul d'incertitudes pour la méthode de dépression d'eau.....	54
Tableau D. Résultats du calcul d'incertitudes, méthode en surpression d'air.....	56

**LISTE DES PRINCIPAUX SYMBOLES**

$\theta$	teneur en eau volumique	$[L^3 \cdot L^{-3}]$
$\theta_s$	teneur en eau volumique à saturation	$[L^3 \cdot L^{-3}]$
$\theta_r$	teneur en eau volumique résiduelle	$[L^3 \cdot L^{-3}]$
H	charge hydraulique	[L]
h	potentiel de pression	[L]
z	potentiel gravitaire (altitude)	[L]
$P_{\text{eau}}$	pression de l'eau dans le sol	$[M \cdot L^{-1} \cdot T^{-2}]$
$\rho$	masse volumique de l'eau	$[M \cdot L^{-3}]$
g	accélération de la pesanteur	$[L \cdot T^{-2}]$
K(h) ou K( $\theta$ )	conductivité hydraulique ou perméabilité	$[L \cdot T^{-1}]$
$\overline{\overline{K}}(h)$ ou $\overline{\overline{K}}(\theta)$	tenseur des perméabilités	$[L \cdot T^{-1}]$
$K_s$	conductivité hydraulique à saturation	$[L \cdot T^{-1}]$
q	flux d'eau	$[L \cdot T^{-1}]$
$\omega$	porosité	$[L^3 \cdot L^{-3}]$
$\alpha, n, m$	paramètres d'ajustement du modèle de Mualem – Van Genuchten	
	$\alpha$	$[L^{-1}]$
	n, m	[-]
C(h)	capacité capillaire	$[L^{-1}]$
D( $\theta$ )	diffusivité hydraulique	$[L^2 \cdot T^{-1}]$
$\delta_{\text{sap}}$	densité sèche apparente	$[M \cdot L^{-3}]$

## REMERCIEMENTS

Tout d'abord, je suis sincèrement reconnaissante à Cédric Chaumont pour son aide technique précieuse à l'heure de réaliser les expériences au laboratoire, son expérience, ses conseils et sa disponibilité.

Je tiens à remercier spécialement mon tuteur de stage Cyril Kao pour ses compétences scientifiques, sa disponibilité et ses conseils avisés.

Merci aussi à Sylvain Moreau pour ses conseils dans le domaine de la statistique, à Julien Tournebize et Nathalie Brahic pour leur temps et leurs avis.

Enfin, merci à l'ensemble de personnes travaillant dans l'unité, qui d'une façon ou d'une autre, m'ont encouragé et aidé au cours de ces sept mois de stage.

## **RESUME**

Les transferts d'eau dans un sol sont généralement décrits par l'équation de Richards. La résolution de cette équation implique la connaissance des relations reliant le potentiel de pression avec la teneur en eau et avec la conductivité hydraulique. Ces relations peuvent être déterminées directement (sur le terrain ou au laboratoire) et indirectement (par résolution inverse ou calant les fonctionnelles selon un modèle).

Le propos de ce stage est de déterminer la courbe de rétention hydrique et la courbe de conductivité hydraulique à proximité de la saturation avec des techniques de laboratoire facilement applicables. La relation  $\theta(h)$  a été facilement établie selon deux méthodes classiques, mais l'établissement de la relation  $K(h)$  a rencontré nombreuses difficultés lors de sa mise en œuvre. Les résultats expérimentaux obtenus ont permis de caler les paramètres hydrodynamiques sur le modèle de Mualem - van Genuchten (1980), en trouvant un jeu de paramètres qui décrit la relation  $\theta(h)$  selon deux branches (entre 0 à -60cm et entre -60 et -150cm). La relation  $K(h)$  a été déterminée entre 0 et -80cm de succion.

Après avoir travaillé à l'échelle de l'échantillon, nous avons changé d'échelle de travail, en utilisant les résultats obtenus à l'échelle du modèle physique MaSHyNS, mis au point par le Cemagref. A travers les simulations réalisées avec le code Hydrus-2D nous avons pu montrer que le jeu de paramètres déterminé à l'échelle de l'échantillon permet de simuler correctement le comportement de la zone non-saturée à l'échelle de la maquette MaSHyNS.

## **ABSTRACT**

Transfer of water is described with Richard's equation. To solve this equation, the knowledge of soil water properties such as pressure head, water content and hydraulic conductivity is needed. The variably-saturated zone above shallow-water tables is generally close to saturation.

The purpose of this study is to determine the water retention and hydraulic conductivity curves near saturation (in a range of  $h=0\text{cm}$  to  $h=-150\text{cm}$ ), using simple experimental laboratory devices.

The Mualem - van Genuchten (1980) type relationships have been calibrated with experimental data. The  $\theta(h)$  function has been described in two parts : from  $h=0\text{cm}$  to  $h=-60\text{cm}$  and from  $h=-60\text{cm}$  to  $h=-150\text{cm}$ . The  $K(h)$  relationship has been established for a range going from  $h=0\text{cm}$  to  $h=-80\text{cm}$ .

At last, we have used the parameters determined at the sample scale to describe the soil of the MaSHyNS ("Maquette de Simulation Hydraulique des Nappes Superficielles") model. This has been done with the simulating computer program Hydrus-2D. It has been found that the set of parameters obtained at the sample scale can be used to describe with a good accuracy the variably-saturated zone of the metric model.

## INTRODUCTION

Les zones humides de fonds de vallées, se caractérisent par la présence de nappes dont la surface libre est, en hiver, proche à la surface du sol (quelques cm à dizaines de cm). Ces zones jouent un rôle important en tant qu'interface entre le bassin versant et le réseau hydrographique ainsi que dans la régulation de transferts de polluants d'origine agricole. La zone non-saturée au-dessus de ces systèmes de nappe est ainsi proche de la saturation. Ceci explique que, suite à des épisodes pluvieux de faible intensité, on puisse observer des fluctuations très rapides de la nappe. Ces fluctuations rapides sont à l'origine de processus déterminants qui contrôlent partiellement le fonctionnement hydrologique de ces zones (affleurement, ruissellement induit, etc...). Dans ce contexte, l'unité DEAN du Cemagref d'Antony cherche à préciser les conditions d'écoulements à l'interface entre la surface libre de la nappe et la zone non-saturée. Afin de pouvoir étudier plus finement ces processus en conditions contrôlées, l'Unité DEAN a mis au point une Maquette de Simulation de l'Hydraulique des Nappes Superficielles (MaSHyNS). Ce modèle physique est constitué d'un massif de sol sablo-limoneux que l'on peut soumettre à différentes conditions de recharge par pluie artificielle et de drainage, par tuyaux enterrés ou fossé. Les caractéristiques hydrodynamiques de ce sol ne sont que partiellement connues, en particulier dans la gamme de succion proche de la saturation (entre 0 et -150cm).

En effet, un des objectifs est de pouvoir reproduire les expériences menées en modélisant le système grâce à des outils résolvant l'équation de Richards (1931). Pour résoudre numériquement cette équation, nous avons besoin de connaître les relations liant le potentiel de pression ( $h$ ), la teneur en eau ( $\theta$ ) et la conductivité hydraulique ( $K$ ). Ces relations sont appelées les propriétés hydrodynamiques du sol et sont reliées entre elles par la courbe de rétention hydrique et la courbe de conductivité hydraulique.

Le but du travail de DEA est ainsi de tester différentes méthodes expérimentales mises en œuvre à l'échelle d'échantillons de sol, au laboratoire, en vue de déterminer les propriétés hydrodynamiques du sol contenu dans la maquette MaSHyNS, dans les gammes allant de la saturation à -150 cm de potentiel de pression.

Après avoir décrit le système étudié, nous verrons les différents modèles qui servent généralement à paramétrer les propriétés hydrodynamiques des sols. Nous rappellerons aussi les principaux résultats issus d'études réalisés précédemment au stage du DEA. Nous présenterons ensuite les méthodes utilisées lors du stage de DEA pour estimer de la courbe de rétention hydrique et la courbe de conductivité hydraulique au laboratoire dans des gammes de pression qui varient entre la saturation et quelques dizaines de centimètres de colonne d'eau, ainsi que leurs contraintes d'application et les incertitudes associées. Puis nous comparerons les résultats obtenus avec des expériences réalisées auparavant par le Cemagref, en faisant une étude critique. Ensuite nous présenterons le code numérique utilisé lors de la réalisation des simulations ainsi que les résultats obtenus, à l'échelle de l'échantillon. Nous réaliserons un changement d'échelle de travail en utilisant les paramètres déterminés par nos échantillons sur la maquette MaSHyNS.

## CHAPITRE I. Etat des connaissances

Cette première partie précise le cadre théorique dans lequel se place le stage de DEA. Nous rappellerons les définitions des caractéristiques hydrodynamiques des sols. Après avoir rapidement rappelé les conditions de l'établissement de l'équation de Richards, nous présenterons les différents modèles empiriques utilisés pour les paramétrer ainsi qu'un rappel des méthodes expérimentales les plus utilisées. Finalement nous présenterons la maquette MaSHyNS et les résultats acquis avant le stage de DEA dans le but de déterminer les propriétés hydrodynamiques.

### I.1. Caractéristiques hydrodynamiques des sols

La plupart des roches et des sols contiennent un certain pourcentage de vides qui peuvent être occupés par des liquides, l'air ou les deux. C'est ce que l'on appelle leur porosité. Il faut distinguer l'existence de ces vides avec leur interconnexion permettant à un fluide d'y circuler et qui caractérise la notion de perméabilité que nous définirons plus tard (d'après Marsily, 1994). Voici présentées les formules de la porosité totale, la teneur en eau volumique, le potentiel de pression et la conductivité hydraulique :

- **Porosité totale,** 
$$\omega = \frac{\text{volume des vides}}{\text{volume total de l'échantillon}} \quad [-]$$

- **Teneur en eau volumique** à l'échelle d'un Volume Élémentaire Représentatif (VER<sup>1</sup>),

$$\theta = \frac{\text{volume d'eau contenu dans un VRE}}{\text{volume total de l'échantillon}} \quad [-]$$

La teneur en eau volumique d'un sol varie entre une valeur minimale, la **teneur en eau résiduelle,  $\theta_r$**  [-], et une valeur maximale, la **teneur en eau à saturation,  $\theta_s$**  [-]. Cette dernière est en principe égale à la porosité, toutefois, dans les conditions naturelles, un sol ne parvient jamais à la saturation totale, car il reste toujours de l'air piégé (Musy et al., 1991).

- **Le potentiel de pression,** 
$$h = \frac{P_{\text{eau}}}{\rho g} \quad [L]$$

où  $P_{\text{eau}}$  est la pression de l'eau dans le sol [ $ML^{-1}T^{-2}$ ]

$\rho$  est la masse volumique de l'eau [ $ML^{-3}$ ]

$g$  est l'accélération de la pesanteur [ $LT^{-2}$ ]

Dans un milieu poreux non saturé, le potentiel de pression est inférieur à la pression atmosphérique, donc par convention il est inférieur à zéro ( $h < 0$ ). Il résulte des forces de tension capillaire liées à la taille des pores. C'est pour ça que nous parlons de **potentiel matriciel**. Ainsi, dans les zones saturées,  $h > 0$  et  $h = 0$  au niveau du toit de la nappe phréatique (surface libre).

---

<sup>1</sup> Le VER est une façon de définir les propriétés locales d'un milieu poreux. Cette approche consiste à dire que l'on affectera à un point de l'espace la perméabilité ou porosité d'un certain volume de matériaux, le VER, qui permettra la définition (éventuellement la mesure) de la propriété "moyenne" du volume en question (d'après Marsily, 1994).



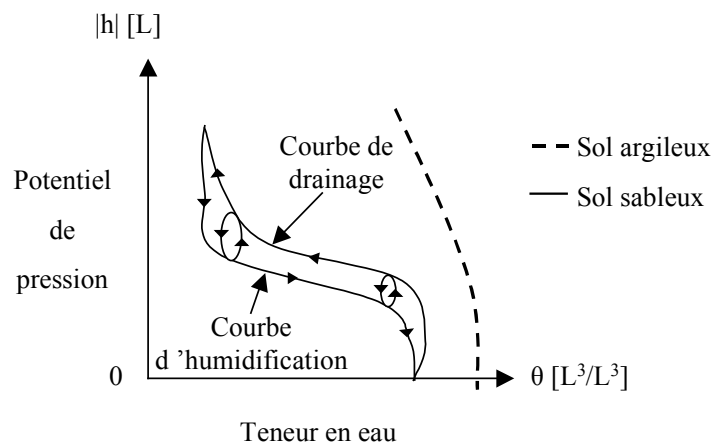
- Le potentiel total est décrit par la notion de **charge hydraulique**,

$$H = h + z \quad [L] \quad (1)$$

où  $z$  est le potentiel gravitaire [L]

Dans la zone non saturée du sol, la teneur en eau et le potentiel de pression varient de manière concomitante. La relation existant entre ces deux paramètres constitue dès lors un élément essentiel de description de l'état hydrique du milieu poreux non saturé. Cette relation exprime les variations d'intensité des forces de capillarité en fonction de la teneur en eau. Comme celle-ci dépend de l'organisation de l'espace poral du sol, la forme de la relation entre le potentiel de pression et la teneur en eau constitue une caractéristique spécifique à un sol, ou plus généralement à un type de sol, dans un état structural donné. Graphiquement, cette relation  $\theta(h)$  est représentée par une courbe, dénommée courbe caractéristique d'humidité du sol ou courbe de rétention hydrique (Musy et al., 1991).

L'analyse de la relation  $\theta(h)$  s'avère délicate car elle relève de phénomènes complexes et peu accessibles. Dans la zone non saturée, la teneur en eau correspondant à une succion matricielle donnée dépend ainsi essentiellement de la géométrie des pores, soit de la structure du sol. La figure 1 illustre ces dépendances. Dans la gamme de potentiel de pression élevé, la teneur en eau reste plus importante pour un sol à texture fine (argile).



**Figure 1. Influence de la texture et de la structure sur la relation  $h(\theta)$ . Effet d'hystérèse : branches principales et courbes de passage.**

La relation entre le potentiel de pression et la teneur en eau présente en général une hystérésis (Figure 1) car la relation n'est pas univoque : les courbes déterminées par drainage diffèrent de ces déterminées par humidification. La relation  $\theta(h)$  englobe ainsi tous les points situés entre les deux enveloppes que constituent les courbes caractéristiques complètes, allant de la saturation à l'état sec et vice versa.

- La **conductivité hydraulique**,  $[LT^{-1}]$ , selon la loi de Darcy, est l'aptitude du milieu poreux à transmettre l'eau qu'il contient pour un état de saturation donné. La diminution de la teneur en eau entraîne une diminution rapide de la conductivité. En milieu saturé, la conductivité hydraulique est constante (dans le cas d'un sol donné et pour une direction d'écoulement donnée) et égale à sa valeur maximale, la conductivité à saturation. La Figure 2 illustre les relations liant la conductivité au potentiel de pression et à la teneur en eau, lesquelles sont non linéaires et dépendent du type de sol considéré. La relation  $K(h)$  est aussi sujette à l'hystérésis,

et il est en général préférable de la représenter en fonction de la teneur en eau. La relation  $K(\theta)$  est minimale à partir d'un seuil  $\theta_r$  et elle croît pour atteindre sa valeur maximale à saturation,  $\theta_s$ .

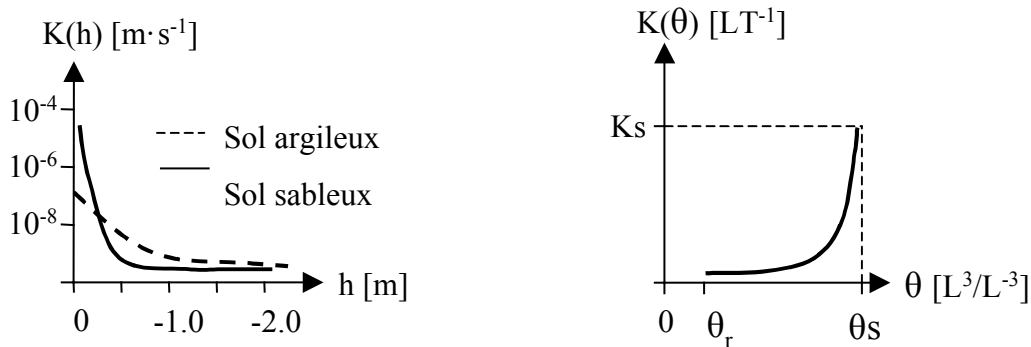


Figure 2. Allure générale des fonctions  $K(h)$  et  $K(\theta)$ .

## I.2. Equation de Richards

Pour un sol donné, les relations entre les variables d'état et les variables qui en dérivent pour un milieu non saturé, sont de plusieurs types :

- les **relations phénoménologiques d'état** : ces relations, qui résument les propriétés hydrodynamiques du sol, sont fortement non linéaires. La teneur en eau et la conductivité hydraulique sont des fonctions croissantes du potentiel de pression et bornées par leur valeur en milieu saturé :

$$h < 0 \quad \theta = \theta(h) \leq \theta_s \quad , \quad h \geq 0 \quad \theta = \theta_s \quad (2)$$

$$h < 0 \quad K = K(h) \leq K_s \quad , \quad h \geq 0 \quad K = K_s \quad (3)$$

- les **relations phénoménologiques de processus** : toute variation spatiale de la charge hydraulique ( $H$ ) manifeste l'existence d'un certain déséquilibre dans le profil, qui se traduit par des forces provoquant dans le profil des processus de transfert allant dans le sens des potentiels décroissants et tendant à réduire ce déséquilibre. Ces flux conduisent ainsi à une variation temporelle de la teneur en eau. La **loi de Darcy généralisée** (ou équation de transfert) permet de décrire les écoulements en milieu poreux variablement saturés :

$$\vec{q} = -\overline{\overline{K}}(\theta) \cdot \overrightarrow{grad}H \quad (4)$$

où  $\overline{\overline{K}}(\theta)$  est le tenseur des perméabilités  $[\text{LT}^{-1}]$ ,  $\vec{q}$  est la vitesse de Darcy  $[\text{LT}^{-1}]$  et  $H$  est la charge hydraulique [-].

Cette équation exprime la proportionnalité entre un flux  $\vec{q}$  et le gradient de charge hydraulique.

- la **relation axiomatique de bilan** : toute augmentation ou diminution de la teneur en eau en un point ne peut se produire que par un échange d'une quantité d'eau égale avec les points voisins (ce qui exprime la conservation de la matière). C'est ce que traduit l'**équation de continuité** en milieu non saturé :

$$\operatorname{div} \vec{q} = -\frac{\partial \theta}{\partial t} \quad (\text{sans terme ni puits, ni source}) \quad (5)$$

Les relations (1) à (5) permettent de déduire les valeurs correspondantes de chacune des autres variables en tout point  $z$  et à tout instant  $t$  si les conditions initiales en pression ou en teneur en eau à  $t = 0$  et les conditions aux limites (de flux et de potentiel) sont connues.

L'équation générale de l'écoulement de l'eau en milieu poreux non saturé, ou **équation de diffusivité de Richards (1933)**, est établie en combinant les équations (4) et (5). Cette équation est fortement non linéaire. Elle présente trois formulations possibles :

#### A. Equation de Richards avec le potentiel de pression pour variable principale :

Par simple dérivation de (2), on obtient la capacité capillaire du sol,  $C(h)$ , qui représente la variation de teneur en eau par unité de variation du potentiel de pression. Alors on peut mettre l'équation sous la forme suivante,

$$C(h) \frac{\partial h}{\partial t} = \operatorname{div} \left[ \overline{\overline{K}}(h) \cdot \overrightarrow{\operatorname{grad}}(H) \right] \quad \text{avec } h < 0 \quad C(h) = \frac{d\theta}{dh}, \quad h \geq 0 \quad C(h) = 0 \quad (6)$$

#### B. Formulation générale de l'équation de Richards en fonction de $\theta$ et $h$ ou relation mixte

En fonction de la teneur en eau ( $\theta$ ) et du potentiel de pression ( $h$ ) on obtient la forme mixte de l'équation de Richards, la plus utilisée,

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \operatorname{div} \left[ \overline{\overline{K}}(\theta) \cdot \overrightarrow{\operatorname{grad}}(H) \right] \quad \text{avec } H(\theta) = h(\theta) + z \quad (7)$$

#### C. Equation de Richards avec teneur en eau pour variable principale

Avec la teneur en eau ( $\theta$ ) pour variable principale, on obtient la forme suivante de l'équation :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \operatorname{div} \left[ \overline{\overline{D}}(\theta) \cdot \overrightarrow{\operatorname{grad}}(H) \right] \quad \text{avec } \overline{\overline{D}}(\theta) = -\overline{\overline{K}}(\theta) \frac{dh}{d\theta}, \quad [L^2 T^{-1}] \quad (8)$$

où  $\overline{\overline{D}}(\theta)$  est la **diffusivité hydraulique** et  $\frac{dh}{d\theta}$  est la pente de la courbe de rétention hydrique.

Ces expressions constituent les trois formes de l'équation de Richards. Pour résoudre les équations (6), (7) et (8) il est nécessaire de connaître la courbe de rétention hydrique,  $\theta(h)$ , reliant la teneur en eau du sol à la pression, ainsi que la courbe de conductivité hydraulique. La résolution numérique de ces équations permet de prendre en compte le transfert de l'eau dans l'ensemble du milieu poreux.

### I.3. Paramétrisation des propriétés hydrodynamiques

Dans ce chapitre nous présenterons les modèles qui permettent de paramétrer la courbe de rétention hydrique et la courbe de conductivité hydraulique. Ces deux relations vont nous servir pour pouvoir résoudre numériquement l'équation de Richards.

#### I.3.1. Courbe de rétention hydrique

Nous pouvons définir deux types de modèles, ceux à fondement mathématique et ceux à fondement physique. Les modèles mathématiques doivent être suffisamment souples pour s'adapter à la texture et structure des différentes sortes de sols. Les modèles physiques utilisent directement certaines caractéristiques physiques du sol (granulométrie, densité, etc...) pour estimer les propriétés hydrodynamiques.

##### I.3.1.A. Modèles de courbes à fondement mathématique

###### a) Modèle de Brooks et Corey (1964):

Il s'agit d'un modèle basé sur les travaux de [Burdine \(1953\)](#). Brooks et Corey (1964) proposent une équation qui prend une forme différente selon le domaine de valeur du potentiel de pression ( $h$ ) :

$$\begin{aligned} Se &= (h_a / h)^\lambda & \text{pour } h_a / h < 1 \\ Se &= 1 & \text{pour } h_a / h \geq 1 \end{aligned} \qquad Se = (\theta - \theta_r) / (\theta_s - \theta_r)$$

- où **Se** est la saturation effective ou teneur en eau effective,  $0 \leq Se \leq 1$   
 $\lambda$  est l'index de distribution de la taille des pores, est adimensionnel et varie de 0,70 à 0,15 selon la texture des sols (sable à limono-argileux)  
 $h_a$  est le potentiel au point d'entrée d'air en cm. Il prend des valeurs entre -10 et -1000 cm en fonction du type de sol  
 $\theta_r$  représente la teneur en eau résiduelle

L'inconvénient de ce modèle est qu'il présente une discontinuité lorsque  $h = h_a$ , c'est à dire, une rupture de pente brusque située au niveau du point d'entrée d'air. Ceci empêche parfois une convergence rapide des schémas de résolution numérique.

###### b) Modèle de Campbell (1974):

Sur la base des travaux de [Gardner et al., \(1970\)](#), Campbell (1974) propose une fonction puissance du même type que celle de [Brooks et Corey \(1964\)](#):

$$\theta = \theta_s \cdot \left( \frac{h}{h_a} \right)^{-\frac{1}{b}}$$

- où **h** et **h<sub>a</sub>** exprimés initialement en bar  
**b** est une constante empirique, caractéristique du sol considéré, [-]

Le modèle de Campbell (1974) présente aussi une rupture de pente quand  $h=h_a$ , donc les mêmes inconvénients que celui de Brooks et Corey (1964). En outre, ce modèle ne fait pas apparaître le terme  $\theta_r$  ce qui limite d'autant plus la flexibilité de ce modèle ([Bastet et al., 1998](#)).

c) Modèle Van Genuchten (1980) :

Ce modèle utilise la relation de [Van Genuchten \(1980\)](#) pour la courbe de rétention  $h(\theta)$ .

L'expression de la saturation effective est :  $Se = \left[ \frac{1}{1 + (\alpha|h|^n)} \right]^m$

- où
- Se** est la saturation effective
  - $\alpha$**  est un paramètre empirique [ $L^{-1}$ ]
  - n** est un paramètre empirique (supérieur à 1) [-]
  - m** = 1 - (1/n), est un paramètre empirique [-]

La forme analytique de ce modèle permet de mieux rendre compte de l'existence du point d'inflexion sur les courbes  $h(\theta)$  et des changements de pente autour de celui-ci ([Bastet, et al., 1998](#)). Néanmoins, ce modèle a été testé essentiellement avec des échantillons de texture grossière et moyenne, mais il reste à valider le modèle pour des sols de texture fine. Ainsi on n'obtient pas de résultats satisfaisants pour des valeurs de sols à faible teneur en eau, ([Assouline 1998](#)).

[Vogel et al. \(1988\)](#), ont proposé des modifications de ce modèle pour l'améliorer en conditions proches de la saturation (cité par [Vogel et al., 2001](#)). Le modèle modifié, permet d'obtenir des courbes plus ajustées pour des matériaux fins (argileux).

I.3.1.B. Modèles de courbes à fondement physiquea) Modèle Arya et Paris (1981)

[Arya et Paris \(1981\)](#) ont déterminé la courbe de rétention hydrique à partir d'une distribution de taille de particules en n classes, en utilisant un modèle capillaire. Selon ces auteurs, il s'agit d'associer à un ensemble de particules donné, un ensemble de pores, puis d'utiliser un modèle capillaire pour déterminer les propriétés de rétention en eau.

b) Modèle d'Assouline (1998)

[Assouline et al. \(1998\)](#) ont établi une expression mathématique de la courbe de rétention en eau en partant de l'hypothèse que le sol est caractérisé par une distribution uniforme de particules et d'agrégats, rapportée à un volume qui varie suivant l'état hydrique du sol. Le modèle proposé adopte, à l'instar des précédents, l'équation de capillarité :

$$\theta = (\theta_s - \theta_L) \left\{ 1 - \exp \left[ -\xi (h^{-1} - h_L^{-1})^\eta \right] \right\} + \theta_L \quad \text{pour } h_L \leq h \leq 0$$

- où
- $(\theta_L, h_L)$  : point de flétrissement déterminé par Van Genuchten (1980)
  - $h_L = -1,5 \text{ MPa} \approx 153 \text{ m}$
  - $\theta_s$  : teneur en eau à saturation
  - $\theta_L$  : teneur en eau au point de dessèchement où la conductivité est négligeable

Ce modèle possède deux paramètres de calage ( $\xi$  et  $\eta$ ) déterminés par une procédure itérative basée sur l'algorithme Marquardt-Levenberg. Ces paramètres aboutissent à de meilleurs ajustements que ceux obtenus avec le modèle de van Genuchten, ([Bastet et al., 1998](#)).

### I.3.2. Courbe de conductivité hydraulique

La courbe de conductivité hydraulique est en général estimée indirectement en utilisant des modèles paramétriques. La plupart des modèles sont basés sur l'hypothèse qu'il existe une relation théorique entre la taille des pores et le potentiel de pression. La conductivité non-saturée est alors estimée à partir de la courbe de rétention hydrique.

#### I.3.2.A. Modèles à fondement physique

##### a) Modèle de Burdine (1953)

Modifié par van - Genuchten:  $Kr = Se^2 \left[ 1 - \left[ 1 - Se^{(1/m)} \right]^m \right]$  où  $m=1-1/2n$

##### b) Modèle de Gardner (1956) :

$$K(h) = \frac{a}{b + (-h)^m}$$

où **a**, **b** et **m** sont des constantes empiriques, caractéristiques du sol considéré, [-].  
**m** est égal à 5 pour des sols sableux et 2 pour des sols argileux.  
**b** varie de  $10^7$  à  $5.10^3$   
**h** [cm]

##### c) Modèle de Mualem (1976)

La courbe de conductivité hydraulique est obtenue en utilisant le modèle de capillarité de [Mualem \(1976\)](#), modifié par Van Genuchten (1980). On peut prédire la conductivité hydraulique en ayant la connaissance de la courbe de rétention hydrique et de la conductivité à saturation. On obtient une formule assez simple et continue.

$$K(\theta) = K_s \cdot Se^l \left[ 1 - \left[ 1 - Se^{(1/m)} \right]^m \right]^2$$

où **K(θ)** = conductivité en fonction de la teneur en eau [ $LT^{-1}$ ]  
**θ<sub>s</sub>** = teneur en eau à saturation [ $L^3L^{-3}$  ]  
**K<sub>s</sub>** = perméabilité à saturation [ $LT^{-1}$ ]  
**l** = coefficient de connexion des pores, égal à 0,5 (valeur proposée par Mualem, 1976).  
**m**=1-1/n (où n est déterminé par la courbe de rétention hydrique auparavant, I.3.1. Courbe de rétention hydrique)

Ce modèle est très sensible pour des petits changements de la courbe  $\theta(h)$  à proximité de la saturation, surtout quand le paramètre **n** est proche de **1** ([Vogel et al., 2001](#)). Mais des petites variations sur la courbe  $\theta(h)$  peuvent aboutir à des courbes de conductivité hydraulique très différentes quand nous incorporons le paramètre **n** dans le modèle  $K(h)$  de Mualem.

### I.3.3. Conclusion

Parmi les fonctionnelles citées précédemment, le modèle de [Brooks et Corey \(1964\)](#) donne, certes, de bons résultats, mais il présente une discontinuité au niveau du point d'entrée d'air ce qui implique parfois une résolution numérique plus délicate de l'équation de Richards.

Le modèle d'Assouline (1998), est précis et flexible et possède seulement deux paramètres de calage établis par une relation physique entre la structure du sol et les propriétés hydrodynamiques. Néanmoins il reste peu utilisé.

Le modèle Mualem - Van Genuchten (1980) est celui qui rend le mieux compte de la non-linéarité des propriétés hydrodynamiques parmi tous les modèles exposés. Aussi c'est une des lois les plus utilisées (Eching et al., 1993, Vogel et al., 2001) et des plus souples. C'est cette relation que nous utiliserons lors du stage de DEA.

#### **I.4. Détermination expérimentale des propriétés hydrodynamiques**

Dans ce paragraphe, nous présenterons rapidement les méthodes directes les plus utilisées pour la détermination de  $\theta(h)$  et  $K(h)$  dans les gammes de potentiel de pression où elles sont déterminées. Nous présenterons aussi les méthodes de détermination indirectes.

##### I.4.1. Courbe de rétention hydrique

Les méthodes de laboratoire les plus utilisées pour déterminer la courbe de rétention hydrique sont basées soit sur la création d'une dépression d'eau par moyen d'une plaque poreuse soit en appliquant une surpression d'air sur l'échantillon (Klute, 1986 ; Carter, 1993 ; Burke et al., 1986 ; voir l'annexe I). Ces méthodes ont l'inconvénient d'être longues (un mois ou plus). Il existe aussi des méthodes en régime transitoire, qui sont plus rapides que les précédentes car il ne faut pas attendre l'équilibre, mais les résultats obtenus sont moins bons qu'en régime permanent (Klute, 1986). Toutes ces méthodes peuvent être utilisées à partir de la saturation jusqu'à des grands potentiels de pression (-15 000 m).

La courbe de rétention peut être aussi déterminée à partir de la texture, le taux de matière organique et la densité (Rawls et al., 1982a,b). Néanmoins ces méthodes sont utilisées pour des gammes à partir de -300 à -15 000 cm approximativement.

##### I.4.2. Courbe de conductivité hydraulique

Les méthodes directes pour déterminer la conductivité à saturation sont le perméamètre à charge constante et à charge variable, méthodes respectivement en régime permanent et en régime transitoire (Klute, 1986).

La méthode la plus utilisée pour déterminer la conductivité hydraulique non-saturée en régime permanent est le "Head Control Method" (Klute, 1986, Annexe I). La conductivité non-saturée est difficile à mesurer (problèmes pour établir un gradient unitaire, le point d'entrée d'air des matériaux utilisés, les pertes de charge au contact entre l'échantillon et la plaque,...). La détermination directe s'appuie sur l'équation de Darcy en régime permanent (Klute, 1986) en établissant un gradient vertical unitaire. Les gammes d'application vont de 0 à -15 000 cm (Annexe I). En régime transitoire, nous trouvons les méthodes suivantes : "hot air", "sorptivity" (Dirksen, 1991) et la méthode d'évaporation (Wind, 1966).

Rappelons qu'en générale la courbe de conductivité est estimée indirectement à partir de la courbe de rétention hydrique, qui est plus facile à déterminer, en utilisant la relation de Mualem, (1976), citée précédemment.

### I.4.3. Méthodes inverses

Il existe aussi la méthode de résolution inverse de l'équation de Richards, utilisée pour obtenir  $\theta(h)$  et  $K(h)$  en même temps. Le meilleur calage entre les points expérimentaux issus d'expériences au laboratoire en régime transitoire (Eching, 1993) et la simulation est fait au moyen de fonctions d'optimisations. Cette méthode est une des plus utilisées car elle est plus rapide que les méthodes présentés antérieurement et nous déterminons  $\theta(h)$  et  $K(h)$  simultanément.

### I.4.4. Conclusion

Les méthodes que nous allons utiliser pour déterminer les propriétés hydrodynamiques sont finalement des méthodes standards et classiques de laboratoire. Elles vont être plus précisément décrites dans le Chapitre II.

## **I.5. Etat de connaissances sur la maquette MaSHyNS**

### I.5.1. Introduction

La maquette MaSHyNS (Maquette de Simulation Hydraulique des Nappes Superficielles), Dère (2000), sert à étudier, entre autre, les transferts d'eau des nappes superficielles. Les dimensions de la cuve sont de 2m de long, 1m de haut et 50cm de large. En haut il y a un système d'aspersion qui permet de recréer la pluie artificiellement. Un système de 46 tensiomètres répartis dans l'horizontal et la verticale permettent suivre l'évolution temporelle de la charge au cours des essais, et un système de pesée à l'exutoire permet de mesurer le débit d'eau libéré par la nappe.

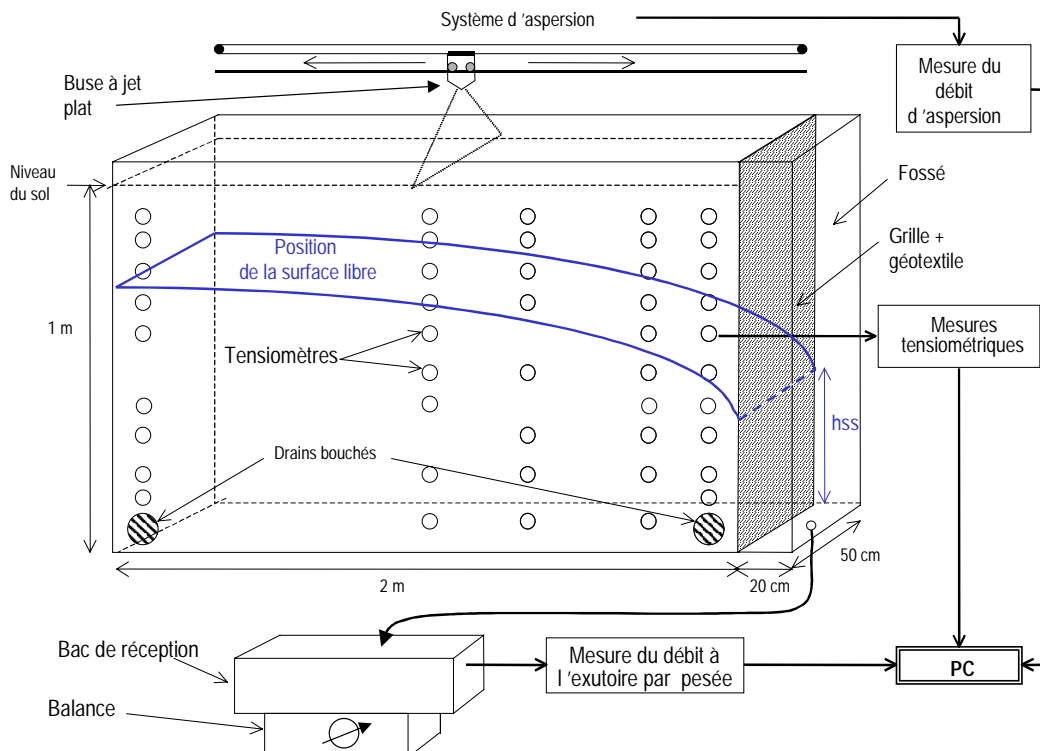


Figure3. Schéma de la maquette MaSHyNS .



Le sol étudié dans le cadre de ce stage est celui contenu dans la maquette. Il est de composition sablo-limoneuse (cf. courbe granulométrique dans l'Annexe II : Figure 33). Le "diamètre efficace",  $d_{50}^A$ , vaut 0,05 mm pour le sol de la maquette.

Des essais réalisés sur la maquette ont montré que la conductivité horizontale est de l'ordre de 2 à 2,5 m/j et la verticale de 1 à 1,44 m/j.

### I.5.2. Expériences effectués avant le stage de DEA

Précédemment au stage de DEA, deux expériences permettant la détermination des relations  $\theta(h)$  et  $K(h)$  du sol de la maquette MaSHyNS ont été menées. Les méthodes utilisées sont les suivantes :

Une première expérience a été menée à l'échelle de la maquette MaSHyNS. Une nappe située initialement à 0,95 m de hauteur a été établie. Un drainage vertical a été provoqué en laissant sortir l'eau. Les tensiomètres présents dans la maquette ont permis d'observer l'évolution du potentiel de pression. Le débit sortant et le potentiel ont été mesurés. Avec ces données, une résolution inverse de l'équation de Richards, utilisant le modèle de Mualem - van Genuchten, a été effectué par F. Lehmann (IMF Strasbourg), résultats dans le Tableau 1.

Une deuxième expérience a été menée par l'INRA d'Orléans sur un échantillon de sol de 7cm de hauteur et 15cm de diamètre. La méthode utilisée est celle de l'évaporation ou méthode Wind (1966). 480 données ont été utilisées pour réaliser la courbe de rétention. La gamme de succion investiguée est de -50 à -960 cm. Avec ces données, un calage avec le modèle de Mualem - van Genuchten a été effectué. Les résultats sont dans le Tableau 1.

**Tableau 1. Paramètres Wind et IMF.**

	$\theta_r$	$\theta_s$	$\alpha$ (m <sup>-1</sup> )	$n$	$K_s$ (m/h)
<b>IMF</b>	0,00	0,50	0,56	1,91	0,03
<b>WIND</b>	0,17	0,43	1,20	3,23	0,02

Dans le Tableau 1, on apprécie déjà une grande variabilité des paramètres  $\alpha$  et  $n$  entre les deux méthodes. Cependant, il n'y a pas d'unicité des couples de solutions  $\alpha$  et  $n$ .

La détermination fondée sur la résolution inverse (IMF) a porté sur des gammes de pression comprise entre 0 et -100 cm de succion. Elle a été réalisée à l'échelle de la maquette. Néanmoins, l'incertitude importante avec laquelle ont été mesurés les débits rendent les résultats douteux, et dans tous les cas trop imprécis pour être considérés comme définitifs.

Les résultats issus du protocole WIND, selon une méthode normalisée, ont été obtenus pour un seul échantillon de sol. D'autre part la méthode WIND est par essence plutôt adaptée à des gammes de succions importantes (méthode fondée sur une évaporation provoquée) (Wind, 1969). Là encore, les résultats obtenus peuvent être considérés comme définitifs.

Néanmoins, les valeurs de paramètres obtenus par ces deux méthodes nous servirons de "guide", pour valider les ordres de grandeurs obtenus dans nos propres résultats.

<sup>A</sup> Dimension telle que 50% des éléments du milieu soient plus petits que  $d_{50}$ .

## **I.6. Conclusion**

Dans ce premier chapitre, nous avons présenté quelques rappels concernant les caractéristiques hydrodynamiques des sols et des lois qui régissent les transferts d'eau dans les milieux poreux. Nous avons de plus présenté quelques-uns des modèles qui servent à paramétrer la courbe de rétention hydrique et la courbe de conductivité hydraulique, ainsi que les méthodes expérimentales plus utilisées pour les déterminer.

Deux méthodes de détermination des propriétés hydrodynamiques ont été présentées. Celles ci ont été réalisées préalablement au stage de DEA. La méthode de Wind a été testée pour des gammes de succion à partir de  $-50$  cm. La méthode IMF a été réalisée par moyen d'une résolution inverse.

Le travail mené dans le cadre de ce DEA a doit permettre de proposer une estimation définitive des propriétés hydrodynamiques du sol de la maquette MaSHyNS dans des conditions à proximité de la saturation, de les comparer et de les valider au regard des résultats obtenus antérieurement.

Dans le chapitre suivant nous présenterons les méthodes expérimentales utilisées pour déterminer ces propriétés dans la gamme de potentiel de pression comprise entre la saturation et quelques dizaines de centimètres. Puis nous appliquerons le modèle de Mualem - van Genuchten (1980) dans le but de paramétrer  $\theta(h)$  et  $K(h)$ , en les calant à nos points obtenus expérimentalement.

## **CHAPITRE II. Détermination expérimentale des propriétés hydrodynamiques**

Dans ce chapitre nous présenterons les méthodes de laboratoire utilisées lors du stage de DEA pour déterminer la courbe de rétention hydrique et la courbe de conductivité hydraulique du sol contenu dans la maquette MaSHyNS. Après les avoir obtenues, nous tenterons de caler les résultats expérimentaux à des fonctionnelles en utilisant le modèle Mualem - van Genuchten (1980).

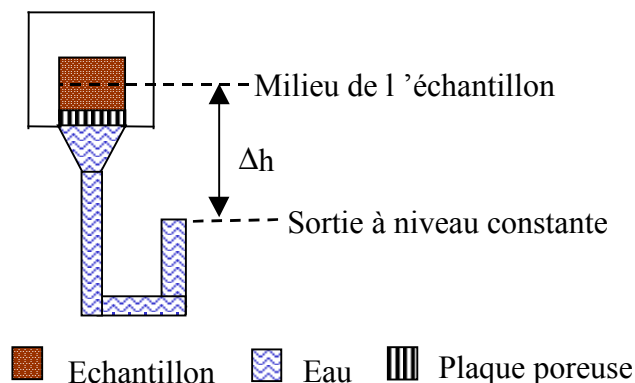
### **II.1. Détermination expérimentale de la courbe de rétention hydrique**

Les méthodes expérimentales de laboratoire que nous avons utilisé pour déterminer la relation  $\theta(h)$  consistent soit à imposer une tension hydrique à la base de l'échantillon par un niveau d'eau soit à appliquer une surpression d'air au-dessus de l'échantillon. Rappelons que la gamme de potentiel de pression utilisé est de 0 à -150 cm.

#### **II.1.1. Extracteur à plaque poreuse, méthode proposée par [Gardner, \(1956\)](#)**

##### **II.1.1.A. Principe de la méthode**

L'échantillon saturé est placé sur une plaque poreuse (voir Figure 3, schéma de l'appareil de mesure). Pour réaliser la courbe de drainage, on abaisse le niveau de sortie de l'eau par paliers. Une succion est créée au niveau de la plaque poreuse et l'échantillon se draine jusqu'à ce qu'il atteigne une nouvelle position d'équilibre.



**Figure 3. Expérimentation type succion imposée.**

La teneur en eau correspondant à une valeur de potentiel de pression est déterminée par comparaison entre la pesée effectuée après l'équilibre pour une valeur de potentiel et la pesée effectuée après étuvage final. Il importe de veiller à assurer un bon contact entre l'échantillon et la plaque poreuse.

En réalisant la procédure inverse, c'est à dire, en remontant par paliers le niveau de sortie d'eau à partir d'un échantillon non saturé, nous avons déterminé la courbe d'humidification. Cette courbe va nous permettre d'observer les effets d'hystérésis, les différences entre les valeurs de potentiel de pression pour une valeur fixée de l'humidité du sol selon que le sol s'humidifie ou se dessèche.

Cette méthode s'applique normalement à la détermination de teneurs en eau correspondant à de faibles succions (quelques mètres de colonne d'eau), et ce, pour des raisons pratiques évidentes comme le point d'entrée d'air<sup>2</sup> (p.e.a.) de la plaque poreuse et la difficulté de mettre en place le système pour de grands potentiels de pression (grandes hauteurs).

### II.1.1.B. Protocole expérimental

Nous avons réalisé cinq échantillons de 5,5 cm de diamètre intérieur et 6 cm de hauteur, dont un échantillon reconstitué et quatre non reconstitués. Nous rappelons que nous réaliserons des paliers de succion de 10 cm de -10 jusqu'à -150 cm de potentiel de pression, en partant de la saturation.

L'échantillon reconstitué est réalisé par remplissage de sol sec dans le cylindre jusqu'à débordement, puis nous l'avons arasé. Les échantillons non reconstitués sont prélevés dans des colonnes d'un mètre de haut fabriqués en même temps que la maquette MaSHyNS. Nous avons prélevé les échantillons en enfonçant le cylindre directement. Nous avons arasé ensuite les deux côtés pour que rien ne déborde du cylindre.

Nous avons collé à la base des échantillons soit une membrane type "whatman" (cat n° 1821070), soit une membrane type "millipore" (filtre type GS, taille des pores 0.22µm). La fonction de ces membranes est de retenir le sol. Les membranes millipore (installés sur trois échantillons) s'avèrent plus efficaces que les whatman (installés sur deux échantillons). La liaison entre la membrane et le cylindre contenant le sol a été faite avec du silicone.

Ensuite nous avons placé les échantillons à saturer avec de l'eau désaérée pendant deux jours. Par la suite, nous avons mis en place le système de dépression d'eau (Figure 3). Il consiste en un système de cinq entonnoirs type "schott" qui possèdent une plaque poreuse de 0,8 cm d'épaisseur, un point d'entrée d'air de 180 cm et une conductivité à saturation de 2,4 cm/h.

Nous avons fixé quatre entonnoirs sur une potence. Cela va nous permettre d'avoir une répétition des valeurs mesurées. La barre peut être ajustée à différentes hauteurs, ce qui nous permet de réaliser différents paliers pour obtenir le potentiel de pression désiré. Ces quatre entonnoirs sont ensuite connectés à un niveau de sortie d'eau en aval commun. L'ensemble du système est rempli en eau de la plaque poreuse jusqu'au niveau constant de sortie.

Nous avons fixé le cinquième entonnoir seul sur une autre barre. Le système de sortie est une burette permettant de contrôler les sorties d'eau de l'échantillon afin d'estimer le moment où l'équilibre est atteint.

---

<sup>2</sup> En ce qui concerne toutes les méthodes qui utilisent une plaque poreuse, il existe un problème lié au point d'entrée d'air (p.e.a.) du matériau utilisé. Une plaque poreuse ou un milieu poreux, ont une valeur de point d'entrée d'air caractéristique de leur structure. Quand on applique au système un potentiel de pression inférieur à cette valeur, la plaque est perméable à l'eau et imperméable à l'air, c'est à dire qu'elle laisse passer l'eau mais pas l'air. Quand le potentiel appliqué au système est supérieur à la valeur du point d'entrée d'air de la plaque, l'air pénètre dans la plaque en provoquant rapidement une chute de sa conductivité, ce qui empêche le correct drainage de l'échantillon. Ainsi, on peut choisir le point d'entré d'air en prenant des plaques de différentes tailles de pores, en fonction des gammes de potentiel de pression avec lesquelles on veut travailler.

A l'aide d'un cathétomètre nous avons fixé par visée le potentiel de pression. Celui-ci est évalué par la différence de hauteur entre le niveau de sortie d'eau et le milieu de l'échantillon (fixé par un trait). Avant d'y mettre les échantillons nous avons fait une purge pour enlever l'air coincé dans le système pouvant perturber le bon déroulement de l'expérience.

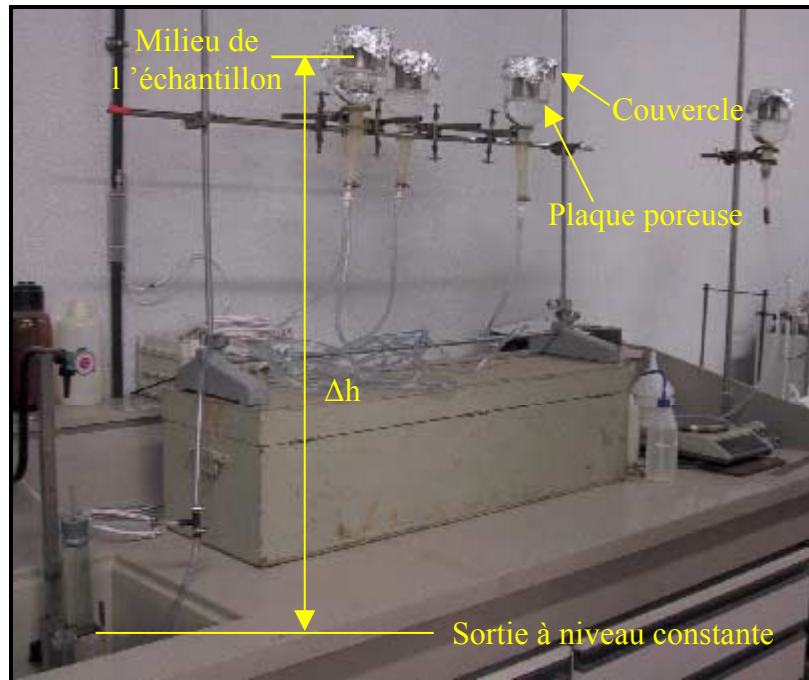


Figure4. Système en dépression d'eau

Après la saturation des échantillons, nous observons qu'ils ont tous gonflé et qu'ils débordent donc du cylindre. Nous avons décidé d'araser le sol sortant du cylindre. Ensuite, nous avons pesé les échantillons saturés pour obtenir la teneur en eau à saturation. Rapidement, nous avons placé chaque échantillon sur le système de plaques poreuses. Rappelons que le potentiel de pression est référencé par rapport au milieu de l'échantillon et que l'équilibre est contrôlé par la lecture du flux sortant sur une burette sur le cinquième échantillon. Ainsi, nous avons pesé l'échantillon pour ce potentiel de pression en obtenant la **teneur en eau volumique**  $\theta(h) = \frac{m_h - m_s}{V}$  et la **densité apparente sèche**,  $d_a = \frac{m_s}{V}$

où  $m_s$  est la masse d'échantillon sec (calculé par séchage des échantillons à la fin des expériences à 150°C pendant 24 h).

$m_h$  est la masse d'échantillon humide nette (calculé par pesée à chaque équilibre pour un potentiel de pression donné).

$V$  est le volume du cylindre  $V = \pi \left( \frac{D}{2} \right)^2 h$  où  $D$  est le diamètre et  $h$  la hauteur.

Cette expérience s'est déroulée du 18/04/01 au 11/06/01, soit 54 jours. L'équilibre a été atteint au bout de 3-4 jours pour chaque palier de succion.

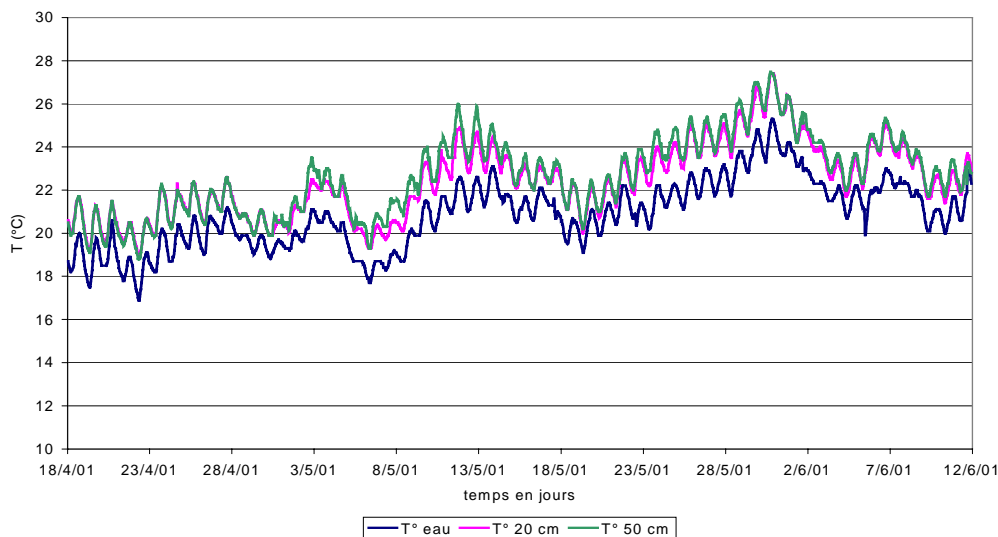
Après avoir réalisé la courbe de drainage, nous avons réalisé la courbe d'humidification avec les mêmes échantillons et utilisant le même système. Nous avons commencé l'expérience le lendemain de la fin de la courbe de drainage, en partant de  $h = -150$  cm et jusqu'à la saturation de l'échantillon. Cette expérience va nous permettre de voir les effets d'hystérésis. Cette expérience s'est déroulée du 12/06/01 au 03/08/01.

### II.1.1.C. Conditions de réalisation des expériences

Toutes les pesées pendant la durée de l'expérience ont été réalisées avec la même balance. Il importe de contrôler à ce que le niveau d'eau à la sortie du système soit toujours à la même hauteur. Enfin, il faut veiller à assurer un bon contact entre la plaque poreuse et l'échantillon tout au long de l'expérience et surtout quand nous remettons l'échantillon après la pesée.

Au fur et à mesure de l'application de potentiels de dépression croissants, les échantillons se sont légèrement compactés. Néanmoins en réalisant la courbe d'humidification, les échantillons ont gonflé à nouveau jusqu'à récupérer la hauteur initiale. Cette variation a été de  $\pm 0,2$  cm.

Les températures du laboratoire et de l'eau à la sortie du système en aval ont été mesurées (Figure 5). Les variations de température suivies pendant le déroulement de l'expérience sont assez importantes, avec une amplitude maximale de  $8^{\circ}\text{C}$ . Les moyennes de la température de l'eau, et de la température à 20 cm et à 50 cm de la paillasse sont respectivement de 21, 22 et  $23^{\circ}\text{C}$ . La température de l'eau est légèrement inférieure mais parallèle aux deux autres courbes. Il est en général conseillé de travailler dans un laboratoire climatisé où les variations de température sont de  $\pm 2^{\circ}\text{C}$  car les augmentations de température produisent des réductions de la teneur en eau pour le même potentiel de pression. En première approche, nous avons considéré que les variations de température étaient négligeables (voir II.1.1.D. Témoin d'évaporation). Ce point nécessiterait néanmoins un examen précis que nous n'avons pas pu réaliser dans le cadre de ce travail.



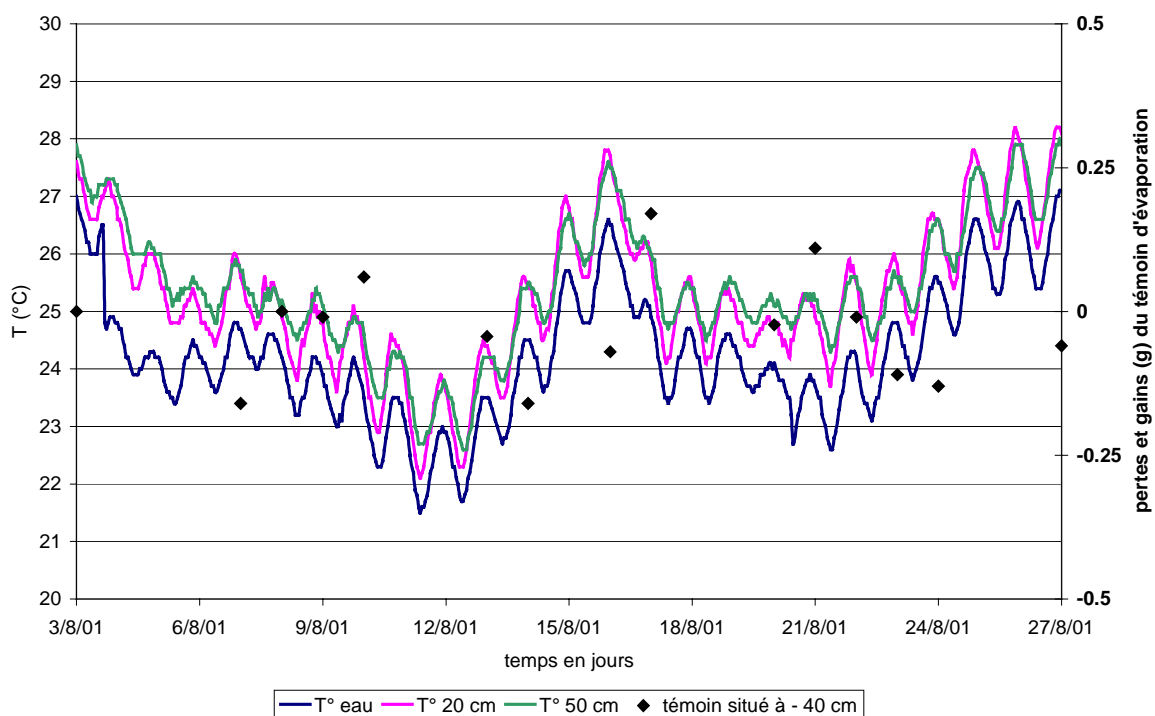
**Figure 5. Courbe des variations de la température de l'eau et du laboratoire à une hauteur de 20 et 50 cm du sol pendant la durée des expériences.**

### II.1.1.D. Témoin d'évaporation

Comme nos expériences ont duré plusieurs semaines, et que nous travaillons dans un laboratoire non climatisé, nous avons tenté de quantifier les pertes possibles par évaporation. Dans notre cas les essais sur l'influence de l'évaporation sur les échantillons n'ont pu être faits qu'après la réalisation des courbes de rétention car nous avons utilisé le même matériel pour son exécution.

Nous avons pris trois des échantillons. Nous avons appliqué à chacun - 40, - 80 et -110 cm de potentiel de pression pendant 24 jours, afin d'évaluer les pertes par évaporation. Nous avons constaté des pertes et des gains de poids, oscillant entre 0,01 et 0,17 g/j. Les échantillons situés à - 40 et - 80 cm ont eu des variations plus importantes. L'échantillon situé à -110 cm est resté le plus stable. Ces variations de poids des échantillons ne sont pas forcément liées aux variations de température. Dans la Figure 5 nous avons représenté le témoin situé à - 40 cm car c'est celui qui présente le plus de variations. Malgré ça, nous nous apercevons que ces variations ne sont pas forcément liées aux changements de température mais à un rééquilibrage du système avec le temps.

L'incertitude liée à la balance est de 0,17 g (*cf.* calcul d'incertitudes, Annexe III). Les variations étant inférieures à l'erreur de la balance, nous ne pouvons pas véritablement caractériser les pertes par évaporation. Nous retiendrons qu'elles peuvent en tout cas être négligées en regard de la précision avec laquelle on peut déterminer la teneur en eau par pesée.



**Figure 6. Relation entre les variations de température au laboratoire et les pertes d'eau des échantillons. L'axe d'ordonnés droit représente en positif les gains et en négatif les pertes.**

### II.1.1.E. Calcul d'incertitudes

La méthode utilisée pour calculer les incertitudes sur certaines données expérimentales est celle du guide pour l'expression de l'incertitude de mesure (GUM<sup>3</sup>), mise au point par sept organisations du monde industriel, scientifique, métrologique et de la normalisation (cf. Annexe III). En voici le principe général :

**Définition d'erreur :** c'est l'écart entre le résultat de la mesure et la valeur vraie du mesurande (ce que nous souhaitons mesurer).

**Définition de l'incertitude :** c'est un paramètre, associé au résultat de la mesure, qui caractérise la dispersion des valeurs qui pourraient raisonnablement être attribuées au mesurande. Ce paramètre est généralement l'écart-type ( $\sigma$ ) caractérisant la dispersion de l'erreur aléatoire (supposée de distribution gaussienne) autour de la moyenne estimée du mesurande, nous parlons alors d'incertitude type et nous la désignons par **u**.

Soit  $u(y)$  l'incertitude que nous cherchons à calculer sur la variable  $y$  :

$$y = f(x_1, x_2, \dots, x_n) \qquad u^2(y) = \sum_{i=1}^n \left[ \left( \frac{\partial f}{\partial x_i} \right)^2 u^2(x_i) \right]$$

Nous pouvons alors définir un intervalle d'incertitude autour de la variable  $y$  :  $I = [y - u(y), y + u(y)]$ . Cet intervalle signifie statistiquement que pour une valeur de  $y$  mesurée, nous avons 68,27 % de chances que s'y trouve réellement dans l'intervalle I. Si nous voulons augmenter les chances d'être dans l'intervalle I, nous pouvons utiliser des coefficients d'élargissement. Par exemple :

- Coefficients d'élargissement égal à 1, ( $k = 1$ ):  $I = [y - u(y), y + u(y)]$  avec 68,27 % de chances d'être dans l'intervalle.
- Coefficients d'élargissement égal à 2, ( $k = 2$ ):  $I = [y - 2u(y), y + 2u(y)]$  avec 95,45 % de chances d'être dans l'intervalle.

Nous avons choisi des coefficients d'élargissement égal à 2, **k=2**.

#### a. Détermination de l'incertitude liée à l'erreur d'estimation du potentiel de pression (h):

L'évaluation du potentiel de pression au centre de l'échantillon est faite :  $h = h_{\text{amont}} - h_{\text{aval}}$ . Les erreurs associées à la mesure en amont sont l'incertitude liée au cathétomètre (répétabilité, résolution et lecture), à la localisation de la mesure (milieu de l'échantillon) et à la mesure de la hauteur de l'échantillon (faite avec un pied à coulisse, voir Tableau Erreur ! **Argument de commutateur inconnu**. dans l'Annexe II). En aval du système l'incertitude est seulement liée au cathétomètre. Les incertitudes du cathétomètre ont été évaluées par Pierre (2000).

<sup>3</sup> Guide pour l'expression de l'incertitude de mesure GUM, ISO 1995.

Vocabulaire international des termes fondamentaux et généraux de métrologie, NF X 07-001, décembre 1994.



Le résultat s'exprime de la façon suivante ,  $h = (x \pm 2,0) \text{ cm}$  ( $k = 2$ )

**b. Détermination de l'incertitude liée à l'erreur d'estimation de la teneur en eau volumique ( $\theta$ ) : (selon la NF 94-050, sept. 1995)**

$$\theta_{vol} = \frac{\text{masse humide} - \text{masse de sol sec}}{\text{volume} \cdot \rho_w}$$

Les erreurs associées à la détermination de la teneur en eau volumique sont l'incertitude de la balance et du calcul du volume de l'échantillon : hauteur et diamètre moyens calculés sur quatre mesures faites avec le pied à coulisse (voir le Tableau Erreur ! Argument de commutateur inconnu. dans l'Annexe II).

Les résultats sont dans le Tableau Erreur ! Argument de commutateur inconnu. dans l'Annexe III car les incertitudes ont été calculées pour chaque point de teneur en eau mesurée. L'ordre de grandeur de l'erreur est en moyenne de  $4.10^{-3}$  [-].

II.1.1.F. Courbes de rétention mesurées

Dans le Tableau 2, nous avons mis les caractéristiques principales du sol de la maquette MaSHyNS, issus de nos 5 échantillons:

**Tableau 2. Valeurs caractéristiques des échantillons, méthode en dépression d'eau.**

Teneur en eau à saturation moyenne	0,44
La densité sèche apparente moyenne ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	1,34
Perte moyenne d'eau (g), courbe de drainage	32
Gain moyen d'eau (g), courbe d'humidification	30

- Courbe de drainage :

Compte tenu de la durée de l'essai nous avons pu réaliser une seule expérience, mais avec cinq échantillons. Dans la Figure 7, nous observons les courbes de rétention hydrique (drainage) pour les cinq échantillons exprimées en teneur en eau relative pour pouvoir comparer la forme des courbes. Nous constatons que les courbes présentent une allure en forme de "S" caractéristique des sols sableux. De la saturation jusqu'au point d'inflexion des courbes, tous les échantillons perdent en moyenne 10 g sauf l'échantillon n°4 qui a perdu moins. Nous avons représenté les barres d'erreur pour un des échantillons à titre d'exemple (elles sont très réduites).

Plus précisément, les courbes sont presque parallèles entre elles. Nous observons deux groupes de courbes. Un groupe à la même allure jusqu'à  $h = -60 \text{ cm}$  (n° 3 et 4) où se produit la rupture de pente et l'autre jusqu'à  $h = -70 \text{ cm}$  (n° 1, 2 et 5) où aussi nous avons remarqué un seuil très marqué. Enfin, nous n'observons pas de différences significatives entre l'échantillon reconstitué (n° 5) et ceux non reconstitués (n° 1-2-3-4). L'écart de teneur en eau entre les points expérimentaux augmente avec l'imposition de potentiels de pression plus grands.

Nous observons aussi un décalage important entre la valeur de teneur en eau à saturation, premier point de la courbe, et le point situé à  $-10$  cm. Compte tenu de cette différence observée entre ces deux points, avant de débiter les expériences nous devons laisser "tarir" l'échantillon par gravité au moins pendant une journée (temps d'équilibrage). Après cette période, nous effectuerons une pesée puis nous imposerons le premier potentiel de pression. Ainsi, nous obtiendrons un point situé à  $-3$  cm de potentiel (dans notre cas) et en général un point à  $\frac{h_t}{2}$  où  $h_t$  est la hauteur de l'échantillon (nous référençons le potentiel de pression par rapport au milieu de l'échantillon).

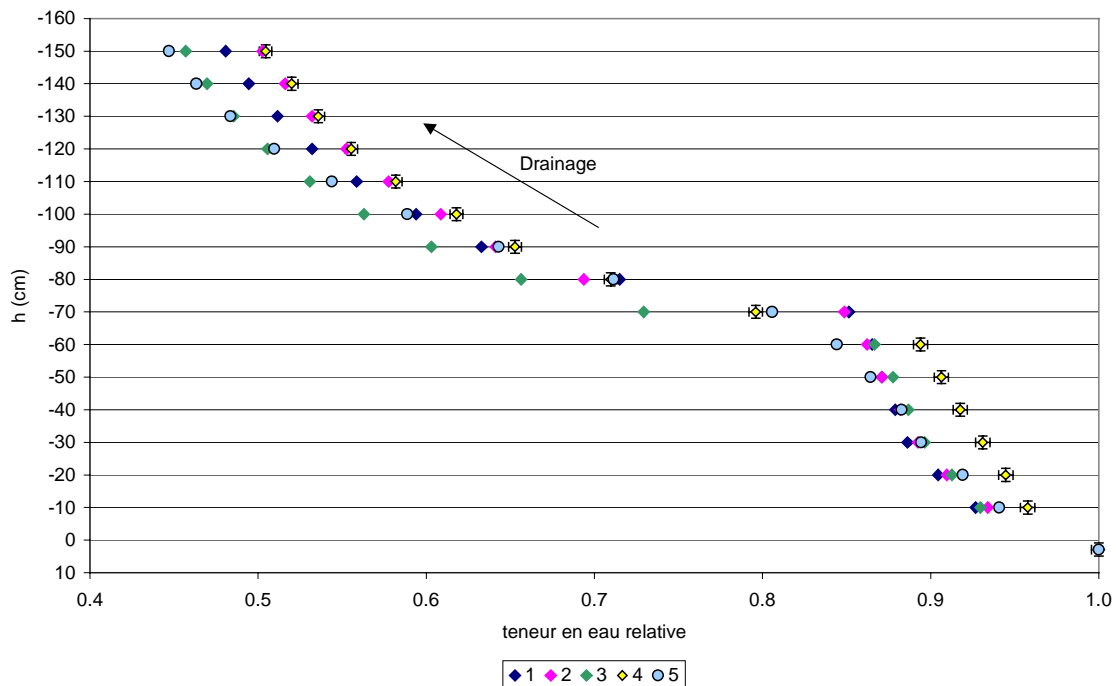


Figure 7. Courbe de rétention hydrique, drainage. Méthode en dépression d'eau.

Nous observons autour du point d'inflexion des courbes ( $h \approx -70$  cm), une grande variation de la teneur en eau (presque 20%) alors que le potentiel varie peu, de 10 à 20 cm. Ceci indique la variabilité de la teneur en eau dans cette gamme.

- Courbe d'humidification :

Toutes les courbes d'humidification présentent la même forme caractéristique des sols sableux. Le seuil est moins marqué que dans les courbes de drainage et se situe entre  $-40$  (n° 1-2) et  $-30$  cm (n° 3-4-5), Figure 8. Nous indiquons pour un des échantillons, les barres d'erreur issues du calcul d'incertitudes. L'écart de teneur en eau relative des points est plus faible pour des potentiels de pression élevés et augmente pour des valeurs de teneur en eau proches à la saturation.

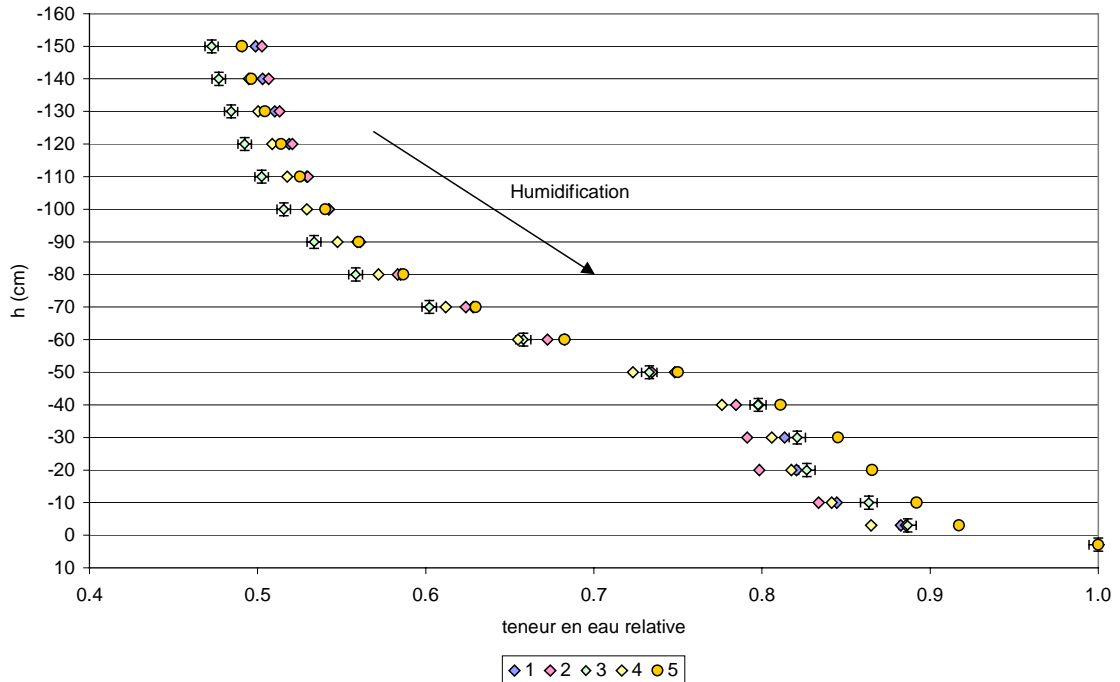


Figure 8. Courbe de rétention hydrique, humidification. Méthode en dépression d'eau.

- Exemple d'hystérésis à l'échelle de 0 à -150 cm de potentiel de pression :

Nous allons représenter un cycle d'hystérésis : drainage et humidification de l'échantillon n° 1 (Figure 9), car tous les échantillons présentent la même allure de courbe. Dans ces résultats nous avons intégré les incertitudes calculées précédemment au moyen de barres d'erreur. Nous avons ainsi vérifié que la relation entre pression et teneur en eau présente des phénomènes d'hystérésis avec la saturation suivant que l'on assèche ou que l'on humidifie de sol.

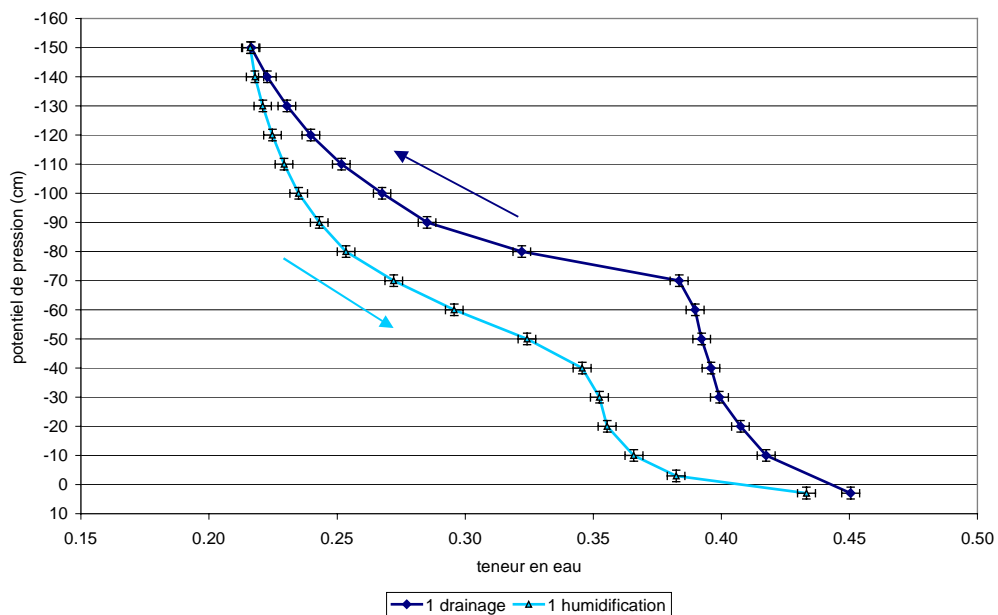


Figure 9. Effets de la hystérésis, échantillon n° 1.

La Figure 9, représente un des possibles cycles intermédiaires existants de drainage – humidification du sol de la maquette MaSHyNS, car nous n'avons jamais mesuré la valeur maximale de teneur en eau résiduelle du sol.

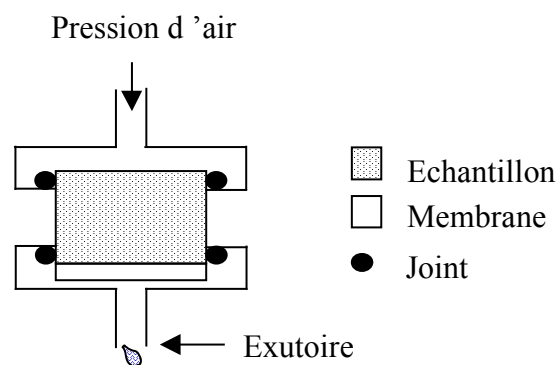
Nous avons constaté que nous n'obtenons pas la valeur de teneur en eau à saturation initiale pour chaque échantillon. Nous attribuons cela à la présence d'air piégé, à des phénomènes de dilatation ou à une modification de structuration du sol dans les échantillons.

## II.1.2. Méthode par surpression d'air

### II.1.2.A. Principe de la méthode

Le principe est analogue à celui de la méthode par plaque poreuse mais au lieu d'appliquer des paliers successifs de dépression à la base de l'échantillon, nous appliquons ces mêmes paliers par surpression d'air en haut de l'échantillon (Figure 10).

Les échantillons sont placés dans un tube en verre que nous connectons en haut sur un régulateur de pression d'air comprimé. Dès que la pression à l'intérieur de l'échantillon dépasse la pression atmosphérique, l'eau retenue dans le sol est entraînée à travers les pores de la membrane et elle s'évacue par un orifice situé au-dessous de l'échantillon. Pour une pression donnée, l'écoulement cesse lorsque l'équilibre entre la pression de l'air à l'intérieur du tube en verre et les forces de succion dans l'échantillon de sol est atteint. L'échantillon est alors déconnecté du système et sa teneur en eau déterminée par pesée.



**Figure 10. Schéma de principe de l'appareil de mesure.**

Cette méthode peut être appliquée pour la détermination de teneurs en eau correspondant à une grande gamme de succions (Klute, 1986).

### II.1.2.B. Protocole expérimental

Nous avons réalisé 5 échantillons reconstitués de 3,7 cm de diamètre intérieur et 8 cm de hauteur. Pour que le système soit étanche à l'air, le bouchon supérieur est composé d'un joint. Le bouchon situé à la base de l'échantillon est composé d'une grille, une membrane avec de la kaolinite aux bords, l'ensemble recouvert d'une autre grille.

Nous avons rempli les échantillons avec du sol sec jusqu'à la hauteur de 8 cm. Les échantillons sont ensuite mis à saturer avec de l'eau désaérée pendant deux jours. Nous observons aussi dans ce cas un gonflement du sol, et nous notons la nouvelle hauteur obtenue.

Après une première pesée des échantillons saturés, nous les connectons à l'arrivée d'air comprimé préalablement réglé au potentiel de pression souhaité (Figure 11). Le calage de cette pression est obtenu grâce à un régulateur de pression manuel et un contrôle visuel sur un manomètre à eau. Un capteur de pression branché en série sur le système permet ensuite de contrôler la stabilité du palier imposé (Figure 12).

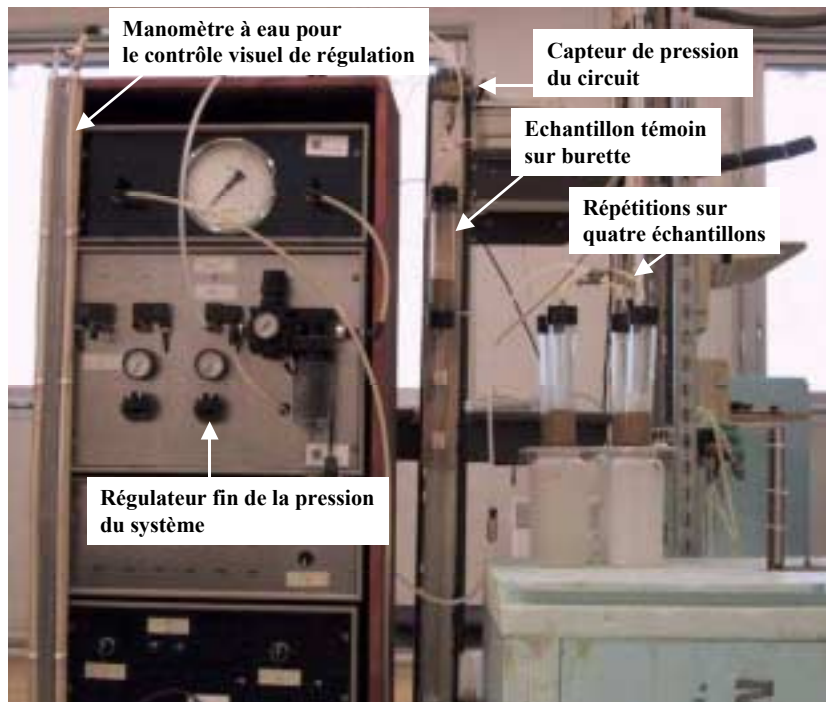


Figure 11. Système en surpression d'air.

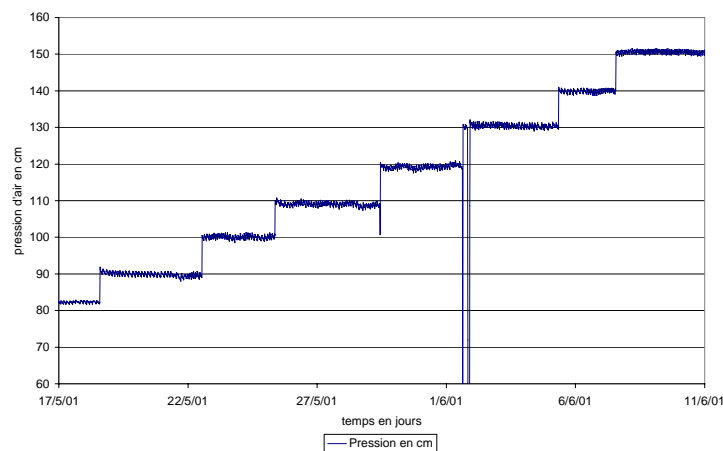


Figure 12. Chronique des pressions mesurées par le capteur de pression.

Le premier palier a été réalisé pour Pair = +10 cm en faisant des paliers de 10 cm jusqu'à 150 cm, en arrivant à l'équilibre chaque 3-4 jours. Cet équilibre est contrôlé par la lecture du flux sortant sur une burette placée sous un des échantillons. Après avoir atteint l'équilibre, nous pesons l'échantillon pour ce potentiel de pression et nous déterminons la teneur en eau comme pour la méthode précédente. Puis nous remettons le système en marche et nous changeons de potentiel de pression. Suite à la perte d'un échantillon, par casse, nous ne présenterons que les résultats de quatre échantillons. Cette expérience a été réalisée entre le 26/04/01 et le 11/06/01.

### II.1.2.C. Conditions de réalisation des expériences

Pour réaliser cette expérience nous avons utilisé une balance (la même utilisée pour la méthode de dépression d'eau).

Quand nous citons le potentiel de pression,  $h$ , dans l'échantillon, on se réfère au potentiel de pression matriciel et non pas au potentiel de pression total. Le potentiel de pression est imposé par le haut de l'échantillon. Suivant notre raisonnement, les valeurs du potentiel de pression sont référencées par rapport au milieu de l'échantillon. Les hypothèses appliquées pour le faire sont les suivantes :

- nous avons choisi la hauteur de référence à l'interface sol - membrane égal à zéro.
- nous avons supposé qu'à l'équilibre, la charge hydraulique ( $H$ ) de l'eau du système incluant le sol, est constante. Ainsi, nous avons supposé que, à l'équilibre, le potentiel de pression total présente une relation linéaire avec la hauteur. Alors, la pression matricielle ( $hm$ ) en **bas** de l'échantillon est :

$$H = ha + hm = 0 \text{ où } ha \text{ est la pression d'air appliqué au système, alors, } hm = -ha$$

Au **centre** de l'échantillon,  $hm = -ha + \left(-\frac{h_t}{2}\right)$  où  $h_t$  est la hauteur de l'échantillon.

Le système d'alimentation d'air comprimé peut poser des problèmes si nous n'arrivons pas à maintenir une précision constante dans le temps. Dans la réalisation de cette expérience, nous supposons que quand nous arrêtons le système pour effectuer les pesées, le potentiel matriciel reste le même. Cette hypothèse n'est pas tout à fait vraie. Premièrement, il existe toujours de l'air piégé dans l'échantillon qui a tendance à se dilater avec une réduction de la surpression. Normalement le potentiel matriciel augmente, c'est à dire, devient moins négatif. Par contre, quand nous travaillons avec des potentiels inférieurs à -1000 cm, ce qui est notre cas, la probabilité d'avoir de l'air piégé diminue et pourtant nous pouvons supposer que le potentiel matriciel reste le même (Klute, 1986).

Cette expérience ne pose pas de problèmes d'évaporation a priori. Par contre, ce système ne nous permet pas de faire la courbe d'humidification.

Cet essai a été réalisé dans une salle différente de celle de l'expérience en dépression d'eau. La température moyenne pendant le déroulement de l'expérience a été de  $21 \pm 2^\circ\text{C}$ .

Les contraintes d'application de ces méthodes ne sont pas nombreuses. Le drainage de l'échantillon avec la méthode de la surpression d'air est influencé par la répartition de la quantité d'eau initiale dans l'échantillon, selon Hopmans et al. (1992). Initialement et avec l'échantillon saturé, quand on applique une surpression d'air, le flux sortant de l'échantillon serait linéaire et contrôlé par la conductivité hydraulique de la membrane, laquelle

empêcherait, dans un premier temps, l'existence d'une phase continue d'air pendant le drainage initial. Selon ces auteurs nous obtiendrons des meilleurs résultats quand l'échantillon est initialement un peu désaturé.

#### II.1.2.D. Calcul d'incertitudes

Le principe général du calcul d'incertitudes est rappelé dans l'Annexe III.

##### **a. Détermination de l'incertitude liée à l'erreur d'estimation du potentiel de pression (h):**

Le potentiel est estimé en faisant une différence par lecture directe sur une règle (fixé à côté du manomètre d'eau), puis en additionnant la moitié de la hauteur ( $h_t$ ) de l'échantillon car on référence le potentiel de pression par rapport au milieu de l'échantillon. Alors,

$$h = h_{amt} - h_{aval} + \left( \frac{h_t}{2} \right)$$

Le résultat s'exprime de la façon suivante,  $h = (x \pm 0,2) \text{ cm}$  ( $k = 2$ )

##### **b. Détermination de l'incertitude liée à l'erreur d'estimation de la teneur en eau volumique ( $\theta$ ), selon la NF 94-050, sept. 1995 :**

Cette incertitude se détermine de la même façon que pour la méthode de dépression d'eau. L'incertitude est calculée pour chaque point de la courbe. L'ordre de grandeur de l'erreur est de  $6.10^{-3}$ . Les résultats sont dans le Tableau Erreur ! Argument de commutateur inconnu., Annexe II.

#### II.1.2.E. Courbes de rétention mesurées

Dans le Tableau 3, nous avons mis les caractéristiques principales du sol de la maquette MaSHyNS, issus de nos 4 échantillons avec la méthode de surpression d'air.

**Tableau 3. Valeurs caractéristiques des échantillons, méthode en surpression d'air.**

Teneur en eau à saturation moyenne	0,44
La densité sèche apparente moyenne	1,38 g/cm <sup>3</sup>
Perte moyenne d'eau de chaque échantillon	23 g

La Figure 13 présente la courbe de rétention hydrique de drainage pour les quatre échantillons. Les courbes présentent la même allure en forme de "S" que les déterminées avec la méthode en dépression. Les courbes sont parallèles entre elles et elles ont la même allure jusqu'à  $h = -60 \text{ cm}$ , où se produit la rupture de pente. Nous observons ainsi, le même décalage entre la valeur de teneur en eau à saturation, premier point de la courbe, et le point situé à  $h = -10 \text{ cm}$ . Pour ceci on va procéder de la même façon que comme les échantillons en dépression, c'est à dire, laisser tarir l'échantillon avant de commencer l'expérience. Nous avons inclus à titre d'exemple les barres d'erreur sur l'échantillon n° 4. L'incertitude sur l'erreur de la hauteur (0,2cm) est si minime qu'elle n'est pas représentée.

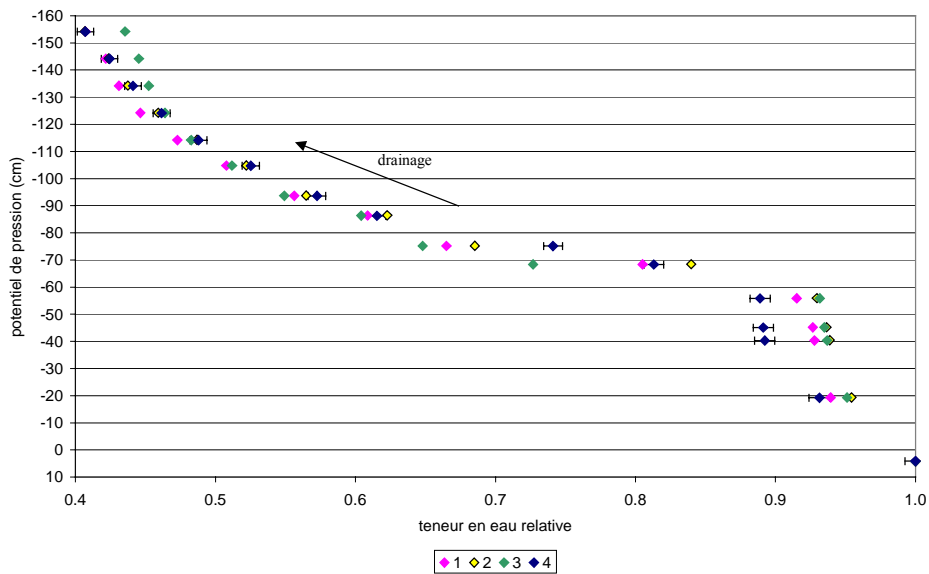


Figure 13. Courbe de rétention hydrique, phase de drainage. Méthode en surpression d'air.

### II.1.3. Conclusion

De cette partie, nous pouvons conclure que les deux méthodes utilisées, fonctionnent correctement pour déterminer la courbe de rétention hydrique car en utilisant deux techniques différentes nous avons abouti à des résultats comparables (Figure 7 et Figure 13).

La Figure 14, présente les deux courbes de rétention de drainage moyennes issues des deux méthodes de laboratoire utilisées. Nous observons des petites différences avec un écart maximal entre les deux courbes de 3%. Or, en utilisant deux méthodes très différentes et en utilisant ainsi différents échantillons (reconstitués et non reconstitués) de différente taille (diamètre et hauteur), nous avons obtenu les mêmes résultats.

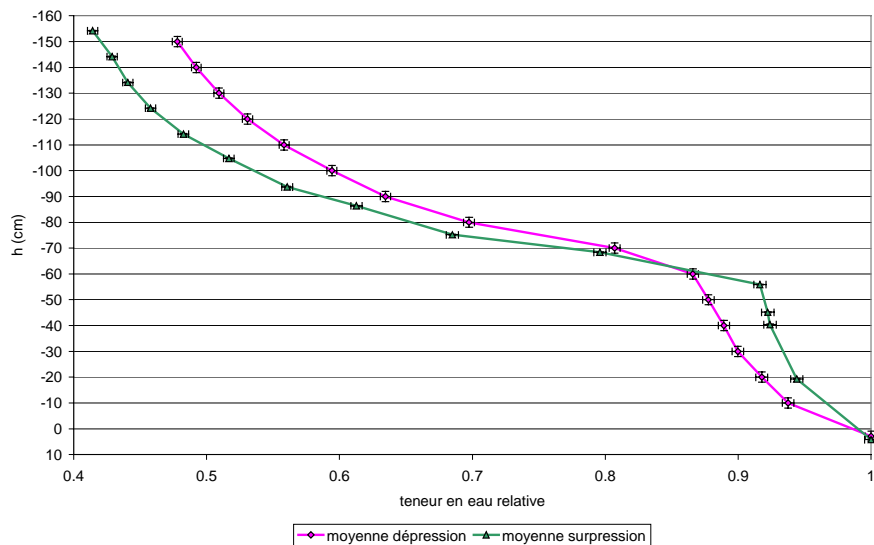


Figure 14. Courbes de rétention moyennes (branche drainage).



Nous avons constaté dans les deux méthodes, qu'il existe un écart significatif entre la valeur de la teneur en eau à saturation et le point de la courbe situé à - 10 cm de potentiel de pression. Ceci est observé en drainage aussi bien pour la méthode de dépression d'eau et pour la méthode de surpression d'air. Ceci nous permet de supposer que ce n'est pas un problème lié à la méthode utilisé pour déterminer  $\theta(h)$ .

Nous insistons sur le manque de précisions et de détails dans la bibliographie actuelle décrivant les systèmes de mesure (matériel, problèmes rencontrés, évaporation) ainsi que la manque de tableaux de résultats. Ainsi, ces dernières années il existe une tendance très marquée vers le développement des méthodes de travail en régime transitoire (méthodes en surpression d'air "multistep outflow") en appliquant des méthodes de résolution inverse, car on obtient des résultats plus rapidement qu'en travaillant en régime permanent. La précision des résultats obtenus n'est en revanche que très rarement discutée.

## **II.2. Détermination expérimentale de la courbe de conductivité hydraulique**

Nous allons à présent présenter les méthodes expérimentales utilisées pour déterminer la courbe de conductivité hydraulique du sol contenu dans la maquette MaSHyNS.

### II.2.1. Conductivité hydraulique à saturation ( $K_s$ )

#### II.2.1.A. Protocole expérimental

Nous avons utilisé la méthode du perméamètre à charge constante. Nous avons réalisé cette expérience sur un échantillon de 17 cm de haut et 5,7 cm de diamètre intérieur. Nous avons rempli un tube de plastique avec du sol sablo-limoneux (de la même composition que les expériences précédentes). Nous avons installé trois mini-tensiomètres avec 4,5 cm d'écart entre eux, pour avoir un contrôle du potentiel imposé au système. Les céramiques des mini-tensiomètres utilisées ont un diamètre de 0,22cm pour une longueur de 2cm. Le capteur de pression utilisé est de type "Soil Moisture" pour une gamme de 0 à 500 hPa.

Puis nous avons installé une vase de Mariotte qui nous a permis d'établir un niveau constant d'eau à la surface de l'échantillon. En bas de l'échantillon nous avons mis un géotextile pour retenir le sol, permettant la sortie de l'eau du système. L'expérience a été suivie par pesée d'eau sur une balance (la même que pour les expériences précédentes).

#### II.2.1.B. Calcul d'incertitudes

Le calcul d'incertitudes est détaillé en Annexe III.

Pour ce qui concerne la conductivité, nous avons les erreurs associées au débit (pesée effectuée par la balance et temps de mesure de l'appareil), hauteur de l'échantillon (réalisée avec une règle), différence de potentiel (mesurée avec un cathétomètre), et la section (erreur associée à la mesure du diamètre).

Le résultat s'exprime de la façon suivante ,  $K_s = (x \pm 3,5 \cdot 10^{-5}) \text{ m/h}$  ( $k = 2$ )

L'incertitude du potentiel de pression est liée au cathétomètre. Le résultat s'exprime de la façon suivante ,  $h = (x \pm 1,3.10^{-4}) m$  ( $k = 2$ )

### II.2.1.C. Résultat

Nous avons obtenu une conductivité à saturation de  $1,3.10^{-2} \pm 3,5.10^{-5} m/h$ . Cette valeur est plus inférieure aux conductivités à saturation trouvées avec la méthode Wind et IMF.

## II.2.2. Conductivité hydraulique non saturée ( $K_{NS}$ )

### II.2.2.A. Principe de la méthode

Nous avons utilisé deux méthodes sensiblement différentes. La première méthode consiste à imposer une dépression en haut de l'échantillon par moyen d'une plaque poreuse (entonnoir schott) et en bas par moyen d'une colonne de sable (situé dans un entonnoir schott aussi), pour assurer un gradient vertical unitaire dans l'échantillon (Figure 15).

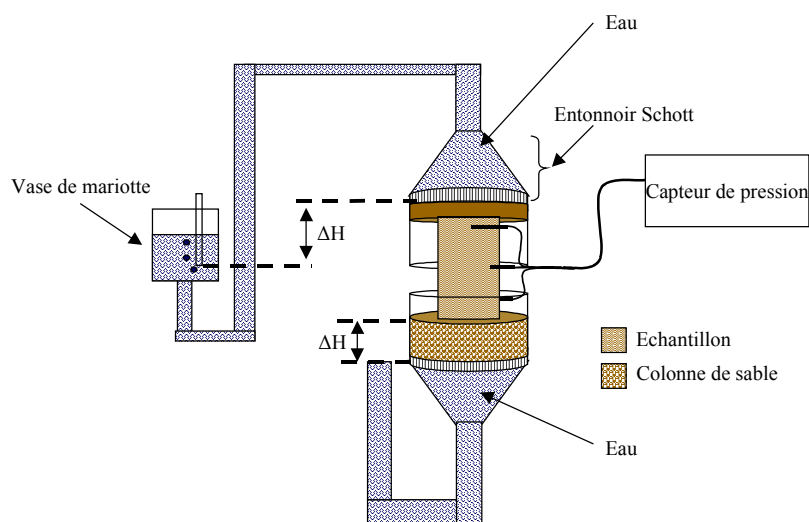


Figure 15 . Schéma du système pour déterminer la conductivité non saturée au laboratoire.

La deuxième méthode repose sur le même principe mais nous substituons la colonne de sable en mettant la plaque de l'entonnoir en contact direct à la base du sol. Nous attendons la stabilisation du système pour les conditions imposées, nous mesurons le flux sortant par pesé

et on déduit la conductivité non saturée directement :  $K_{NS}^* = \frac{Q}{S}$

où  $K_{NS}^*$  est la conductivité hydraulique non saturée en cm/h  
 $Q$  est le débit sortant en  $cm^3/h$   
 $S$  est la section en  $cm^2$

### II.2.2.B. Protocole expérimental

Nous avons utilisé le même échantillon que pour la détermination de la conductivité à saturation. Le système utilisé pour créer le potentiel de pression aux deux extrémités sont deux entonnoirs type schott, les mêmes utilisés pour déterminer la courbe de rétention hydrique. Les mesures ont duré une journée pour chaque point réalisé.

L'essai avec la colonne de sable (6 cm de hauteur) a été fait pour -3, -6 et -15 cm de potentiel de pression.

Le deuxième essai sans la colonne de sable, a été réalisé pour une gamme allant de -30 à -80 cm de succion. La deuxième méthode sert à déterminer la conductivité pour de potentiels de pression plus grands qu'avec la colonne de sable car le point d'entrée d'air est plus élevé dans le cas des entonnoirs (180 cm).

### II.2.2.C. Conditions de réalisation des expériences

Condition indispensable pour le bon déroulement de l'expérience, la conductivité des plaques doit être plus grande que celle du sol pour ne pas limiter l'écoulement. Le système doit permettre la "sortie" de l'air pour provoquer l'état non saturé, pour ceci nous avons utilisé le système avec les entonnoirs et la colonne de sable. En plus, nous voulons nous assurer d'atteindre un gradient unitaire : pour ceci nous avons installé des mini-tensiomètres et mesuré la pression dans l'échantillon. Malgré toutes les précautions de mise en place nous n'avons pas pu véritablement mesurer un gradient unitaire. La précision des capteurs de pression peut être mise en cause.

La conductivité à saturation de la colonne de sable est de 0,04 m/h. La colonne de sable sert à assurer un gradient unitaire dans l'échantillon.

### II.2.2.D. Calcul d'incertitudes

Le calcul complet des incertitudes est exposé dans l'Annexe III.

Les incertitudes à évaluer sont celles associées au débit et à la section (les mêmes que pour déterminer la conductivité à saturation). Le résultat s'exprime de la façon suivante :

$$u(K_{NS}) = 1,2 \cdot 10^{-4} \text{ m/h } k = 2$$

L'incertitude du potentiel de pression est liée au cathétomètre. Le résultat s'exprime de la façon suivante ,  $h = (x \pm 1,3 \cdot 10^{-4}) \text{ m } (k = 2)$ .

### II.2.2.E. Courbe de conductivité hydraulique mesurée

Dans la Figure 16 nous observons les points obtenus par les deux méthodes, ainsi que la conductivité à saturation. Nous observons une chute rapide de la conductivité à partir de  $h = -15\text{cm}$  de potentiel de pression.

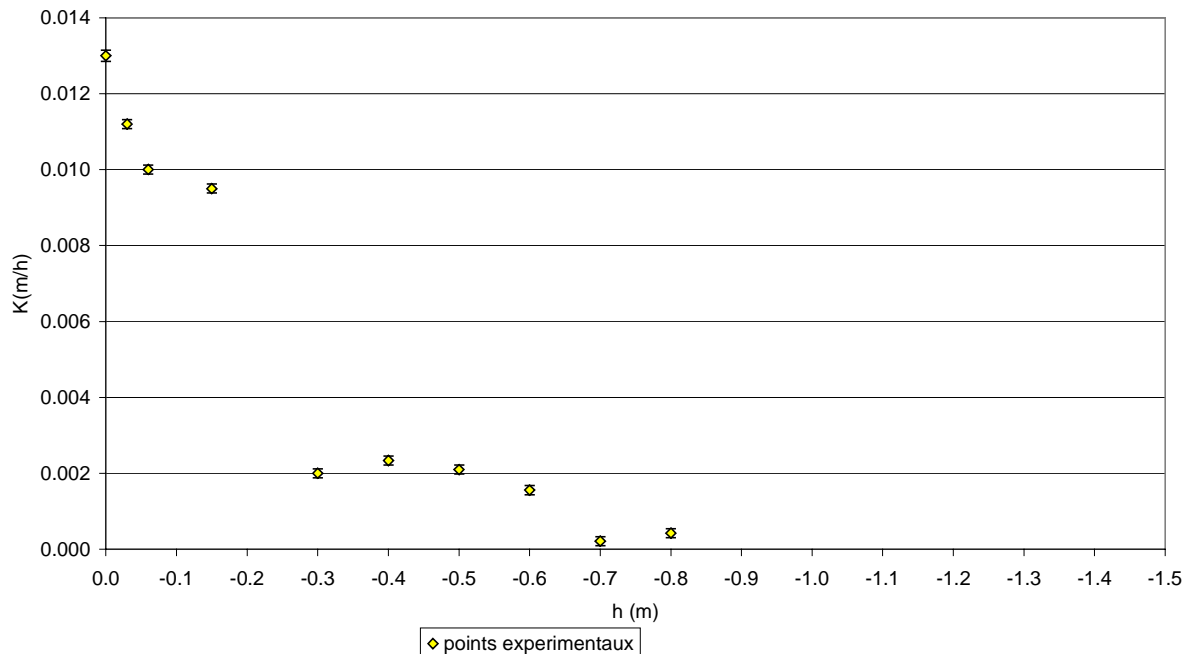


Figure 16. Courbe de conductivité hydraulique.

### II.2.3. Conclusion

Nous avons déterminé la conductivité du sol de la maquette MaSHyNS dans la gamme allant de  $h = 0$  à  $h = -80\text{cm}$  avec une faible incertitude associée. Néanmoins avant de réussir nous avons dû tester différents montages qui n'ont pas abouti à des résultats satisfaisants dû à des problèmes d'air piégé dans le système,...

Nous avons été très limités dans l'estimation de la conductivité non saturée, en raison de contraintes comme le point d'entrée d'air, soit des plaques, soit des matériaux utilisés pour établir un gradient unitaire dans l'échantillon, ainsi que la conductivité à saturation propre des matériaux utilisés.

A présent, nous allons utiliser la courbe de rétention hydrique moyenne issue de l'expérience en dépression d'eau et la courbe de conductivité hydraulique pour les paramétrer avec le modèle de Mualem – van Genuchten (1980).

Le choix de prendre la courbe issue de la méthode en dépression d'eau est faite dû au fait que la méthode en surpression d'air n'est pas reproductible dans le code de calcul qui va nous permettre de le modéliser.

### II.3. Paramétrisation des courbes de rétention hydrique et de conductivité hydraulique

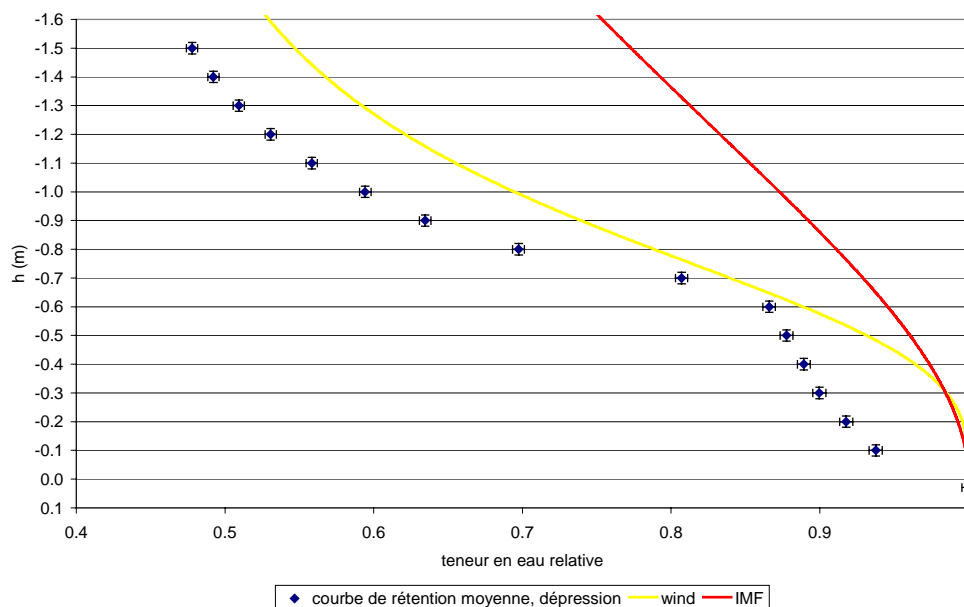
Dans un premier temps nous allons comparer l'allure de la courbe moyenne issue de la méthode en dépression d'eau aux méthodes Wind et IMF. Ensuite nous allons paramétrer la courbe de rétention hydrique moyenne et  $K(h)$  avec le modèle de Mualem - van Genuchten (1980).

#### II.3.1. Comparaison des données expérimentales aux méthodes Wind et IMF :

Nous allons tout d'abord comparer les résultats obtenus lors des calages effectués par la méthode Wind et IMF.

Dans la Figure 17, nous observons la courbe de rétention moyenne de l'expérience en dépression d'eau avec les courbes Wind et IMF, exprimées en teneur en eau relative. Nous observons que la courbe obtenue avec la méthode IMF diffère beaucoup de la courbe obtenue expérimentalement.

La courbe Wind, présente la même forme, c'est à dire qu'elle est parallèle, mais à partir de  $h = -0,8\text{m}$  à  $h = -1,5\text{m}$ . Néanmoins nous rappelons que la méthode a été validée à partir de  $-0,5\text{ m}$  de potentiel de pression.



**Figure 17. Comparaison entre la courbe de rétention hydrique moyenne et les méthodes Wind et IMF.**

La Figure 18 présente la courbe de conductivité expérimentale (en relatif) avec les courbes Wind et IMF. Aucune des deux méthodes ne rend exactement compte des points expérimentaux. Néanmoins, la courbe de la méthode Wind a la même allure que les points expérimentaux.

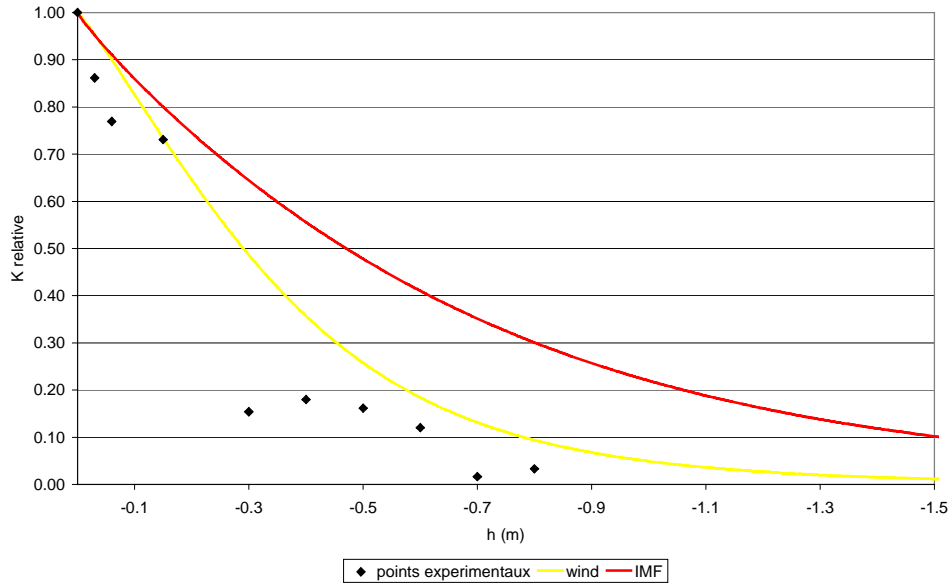


Figure 18. Comparaison entre la courbe de conductivité hydraulique expérimentale et les méthodes Wind et IMF.

### II.3.2. Paramétrisation de la courbe de rétention moyenne expérimentale

Pour l'obtention des paramètres  $\alpha$  et  $n$  à partir de nos résultats expérimentaux, nous avons utilisé le code RETC (Retention Curve, van Genuchten et al., 1991). Ce programme sert à caler les paramètres de la courbe de rétention hydrique et de la conductivité hydraulique pour des sols non saturés à partir de données expérimentales et selon les principales formulations de la littérature. Comme nous l'avons déjà précisé, nous avons utilisé le modèle Mualem - van Genuchten (1980).

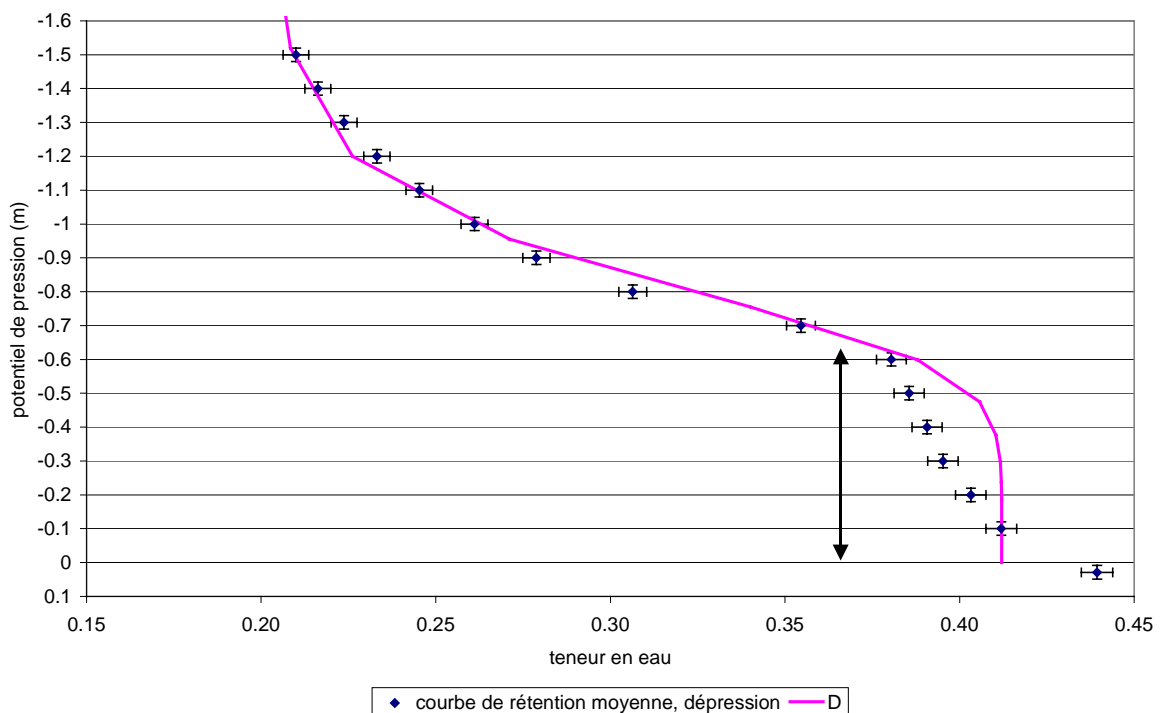


Figure 19. Calage de la courbe de rétention moyenne avec le modèle MVG.

Dans la Figure 19 nous avons représenté la courbe de rétention moyenne et la courbe (D) issue du jeu de paramètres calés pour l'ensemble des points. Pour cette estimation, nous avons pris une teneur en eau à saturation égale à 0,412 qui est la valeur de la teneur en eau pour  $h = -10\text{cm}$ , et ce, en raison de l'écart entre la teneur en eau à saturation et le premier point situé à  $-10\text{cm}$ .

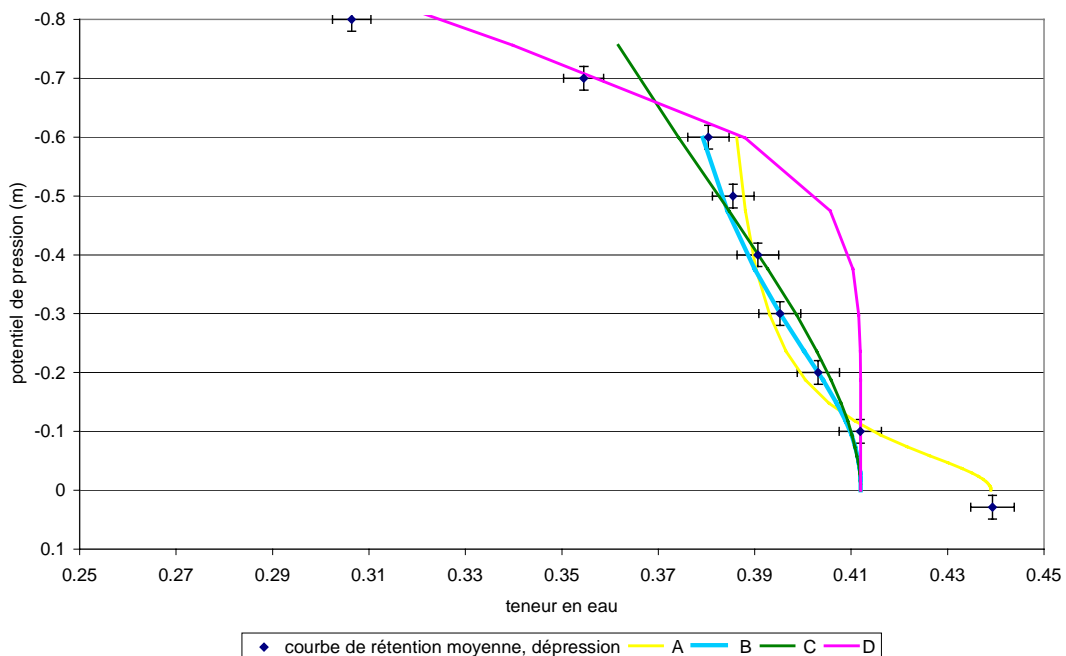
Nous constatons que n'arrivons pas à caler correctement de fonction pour les valeurs allant de la teneur en eau à saturation jusqu'à  $h = -60\text{cm}$  (point d'inflexion). Le modèle de Mualem - van Genuchten ne rend pas bien compte de la distribution des points expérimentaux considérés sur l'ensemble de la gamme mesurée. Néanmoins, nous obtenons un bon calage pour des potentiels de pression élevés ( $h = -70\text{cm}$ ), c'est à dire pour la partie que nous appellerons "lointaine" de la saturation.

Les paramètres utilisés lors de cette simulation sont situés sur le Tableau 4.

**Tableau 4. Paramètres calage D de l'expérience en dépression d'eau.**

$\theta_r$	$\theta_s$	$\alpha \text{ (m}^{-1}\text{)}$	$n$	$K_s \text{ (m/h)}$
0,2	0,412	1,23	6,14	0,013

Comme nous n'arrivons pas à bien à paramétrer la relation teneur en eau - succion dans la zone allant de la saturation à  $h = -60\text{cm}$ , nous avons décidé de découper la courbe en deux branches, c'est à dire que nous allons procéder à deux calages, un dans la zone "proche à la saturation" (de 0 à  $-60\text{cm}$ ) avec un jeu de paramètres et un autre dans la zone allant de  $-60\text{cm}$  à  $-150\text{cm}$ , avec les paramètres déjà calés (Tableau 4, Figure 19). Les résultats sont représentés dans la Figure 20.



**Figure 20. Calage des points expérimentaux, zone "proche à la saturation".**

Plusieurs jeux de paramètres décrivant bien la zone allant de la saturation à  $h=-60\text{cm}$  ont été déterminés. Les plus représentatifs sont montrés dans le Tableau 5. Dans ce tableau, nous apprécions déjà une grande variabilité des paramètres  $\alpha$  et  $n$ .

Tableau 5. Jeux de paramètres calant la zone à "proximité de la saturation".

	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>
	de 0 à -0,6m	de -0,1 à -0,6m	de -0,1 à -0,6m
$\theta_r$	0,38	0,36	0,2
$\theta_s$	0,439	0,412	0,412
$\alpha$ ( $\text{m}^{-1}$ )	13,32	3,31	1,2
$n$	2,07	2,29	1,8
$K_s$ (m/h)	0,013		

Nous allons choisir un des trois jeux de paramètres trouvés (A, B, et C). Ce choix va être réalisé en fonction de comment ils vont décrire la courbe de conductivité hydraulique.

### II.3.3. Calage des paramètres sur la courbe de conductivité hydraulique

Par la suite, nous allons tester les jeux de paramètres obtenus à partir de la courbe de rétention hydrique avec la méthode de dépression d'eau (Tableau 5), représentés dans la Figure 21.

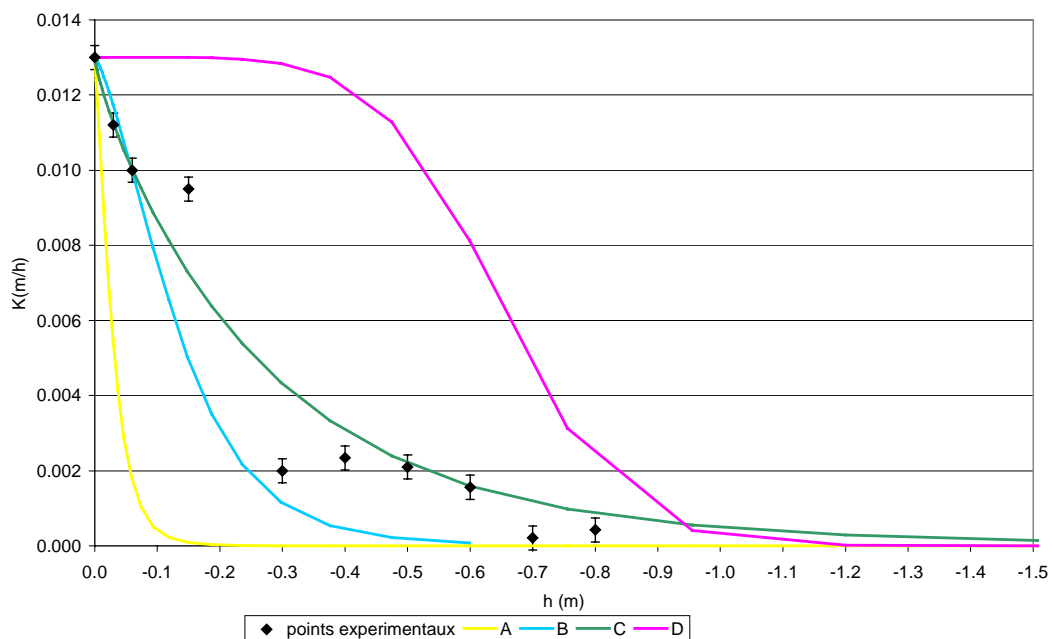


Figure 21. Courbe de conductivité hydraulique calée avec les paramètres issus de  $\theta(h)$ .

Le jeu de paramètres **A**, malgré qu'il soit le seul jeu à englober la vraie valeur de teneur en eau à saturation, aboutit à une sous-estimation nette de la courbe de conductivité. Le jeu de paramètres **B** cale bien  $K(h)$  jusqu'à  $-10\text{cm}$  de succion mais sous-estime le reste. Le jeu **C** cale  $K(h)$  dans toute la gamme de valeurs. Finalement, le jeu **D** surestime nettement les points expérimentaux. Ceci signifie que les différents jeux de paramètres décrivant la courbe de rétention hydrique à partir de  $h=-60\text{cm}$ , ne permettent pas tous une bonne estimation de la conductivité du sol de la maquette MaSHyNS.



Ce résultat est extrêmement important : il montre que la démarche très répandue qui consiste à estimer la relation  $K(h)$  directement à partir des paramètres estimés de la courbe de rétention permet aboutir à des erreurs notables, et en particulier proche de la saturation.

Dans la pratique, les paramètres du calage **C** sont les seuls à bien caler  $\theta(h)$  et  $K(h)$  à la fois. Rappelons qu'ils ont été déterminés dans la gamme allant de la saturation à  $h = -60$  cm. C'est ce jeu de paramètres que nous utiliserons pour réaliser les simulations à l'échelle l'échantillon et de la maquette car c'est celui qui reflète le mieux tous nos points expérimentaux : courbe de rétention hydrique et de conductivité hydraulique.

#### **II.4. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons présenté les méthodes expérimentales utilisées lors du stage de DEA pour déterminer la courbe de rétention hydrique et la courbe de conductivité hydraulique. Les résultats obtenus pour  $\theta(h)$  et  $K(h)$  sont globalement satisfaisants et ont été déterminés avec une faible incertitude associée dans les deux cas.

La courbe de rétention hydrique moyenne issue de l'expérience en dépression d'eau a servi pour réaliser un calage en utilisant le modèle Mualem – van Genuchten (1980). Le jeu de paramètres trouvé (D) cale correctement la courbe expérimentale à partir de  $h = -60$  cm. Devant l'impossibilité de trouver un jeu de paramètres,  $\alpha$  et  $n$ , unique et global, décrivant correctement la courbe de rétention hydrique dans la gamme allant de 0 à -150 cm de potentiel de pression, nous avons découpé la courbe en deux branches. La transition a été faite au point d'inflexion.

Pour la gamme de succion "proche à la saturation" (de  $h = 0$  cm à  $h = -60$  cm), nous avons trouvé plusieurs courbes possibles (A, B et C). Le choix définitif du jeu de paramètres a été fait en calant ces trois jeux à la courbe de conductivité hydraulique expérimentale.

Finalement, nous avons réussi à trouver un jeu de paramètres qui décrit les courbes de rétention hydrique et de conductivité hydraulique expérimentales : le calage **C**.

Dans les Figure 22, Figure 23 et le Tableau 6, nous avons représenté les paramètres retenus pour déterminer  $\theta(h)$  et  $K(h)$ .

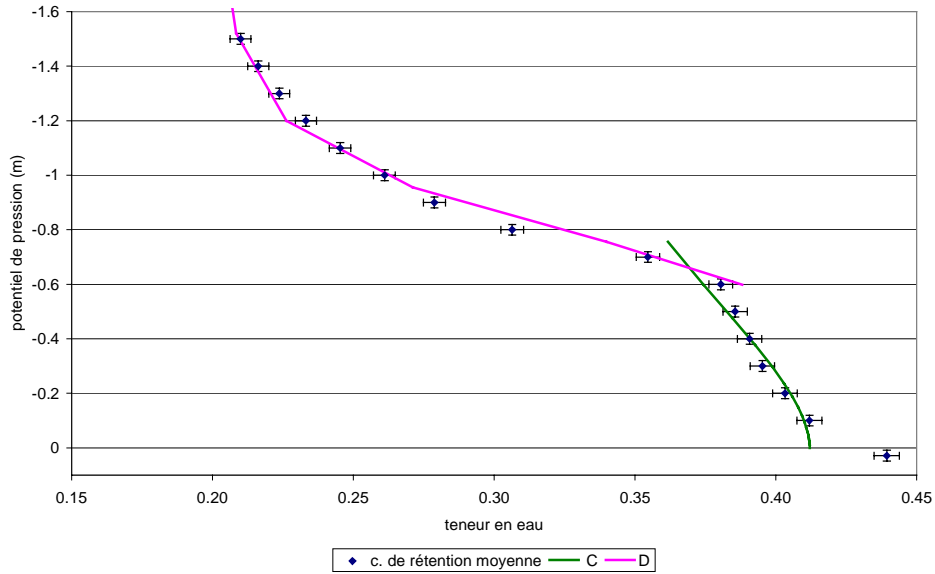


Figure 22. Paramètres décrivant correctement  $\theta(h)$

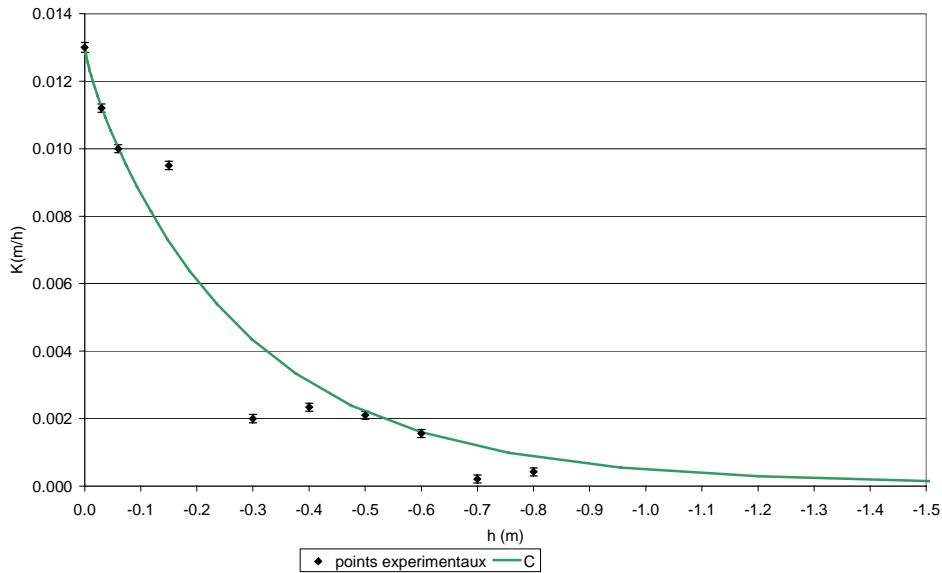


Figure 23. Paramètres décrivant correctement  $K(h)$ .

Tableau 6. Récapitulatif des jeux de paramètres retenus.

	C	D
	de - 0,1 à - 0,6m	de - 0,6 à - 1,5m
$\theta_r$	0,2	0,2
$\theta_s$	0,412	0,412
$\alpha \text{ (m}^{-1}\text{)}$	1,2	1,23
<b>n</b>	<b>1,8</b>	<b>6,14</b>
<b>Ks (m/h)</b>	0,013	

## CHAPITRE III. Simulations numériques

### III.1. Introduction

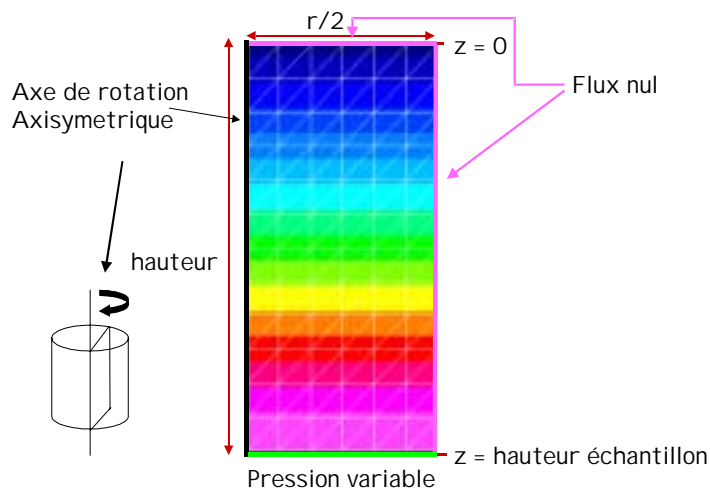
Afin de tester la sensibilité des résultats expérimentaux obtenus à l'échelle des échantillons nous avons utilisé le code de calcul Hydrus-2D.

HYDRUS-2D (Simunek et al., 1996) est un code commercial qui permet de simuler les écoulements dans un milieu poreux incompressible et variablement saturé, en régime permanent ou transitoire, pour un système de dimensions métriques et pour un pas de temps donné. Il résout l'équation de Richards sous sa forme mixte. Le code utilise le modèle de Mualem – van Genuchten (1980) pour paramétrer la courbe de rétention hydrique et la courbe de conductivité hydraulique.

### III.2. Simulation à l'échelle de l'échantillon

#### III.2.1. Méthodologie de réalisation des simulations

La Figure 24 précise les conditions initiales et aux limites appliquées pour simuler l'expérience menée avec le système en dépression d'eau. Rappelons que nous pouvons seulement tenter de reproduire les résultats obtenus avec ce système, les conditions initiales et aux limites du système en surpression d'air ne sont pas reproductibles dans ce code numérique (on ne peut pas appliquer des conditions aux limites en pression d'air).



**Figure 24. Conditions initiales et aux limites utilisées lors de la simulation.  $r$  et  $z$  sont respectivement le rayon la hauteur de l'échantillon.**

Initialement, nous avons supposé l'équilibre hydrostatique, en appliquant à la base de l'échantillon une pression égale à la hauteur de l'échantillon.

## II.2.2. Résultat des simulations à l'échelle de l'échantillon

Tout d'abord, nous allons simuler le système avec les paramètres du calage **D** (Tableau 6). Les pertes d'eau du système simulé sont de 32,5g au total (Figure 25). Les pertes réelles sont de 32g. Nous observons que les pertes simulées sont ajustées aux pertes réelles partir de  $h = -60\text{cm}$  de potentiel de pression. Ceci est tout à fait prévisible compte tenu des faiblesses du calage obtenu avec le jeu de paramètre D dans la gamme (0, -60 cm) (Figure 19).

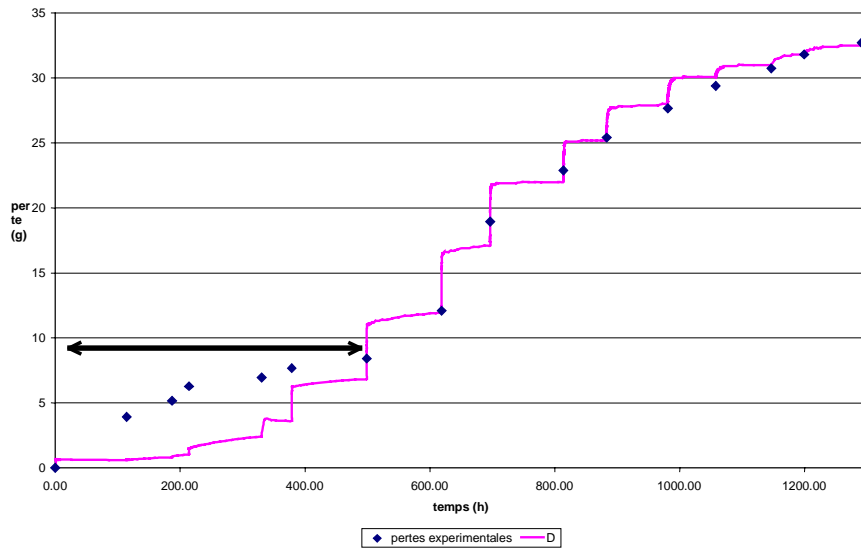


Figure 25. Pertes d'eau expérimentales et simulées cumulés pour le jeu de paramètres D.

Dans la Figure 26 nous présentons une comparaison entre les pertes mesurées expérimentalement et simulées par le code de calcul pour les jeux de paramètres A, B, et C (de 0 à  $h = -60\text{cm}$ ). Le jeu A, qui inclut la valeur réelle de teneur en eau à saturation dans la simulation, est le jeu qui s'adapte le mieux aux conditions expérimentales.

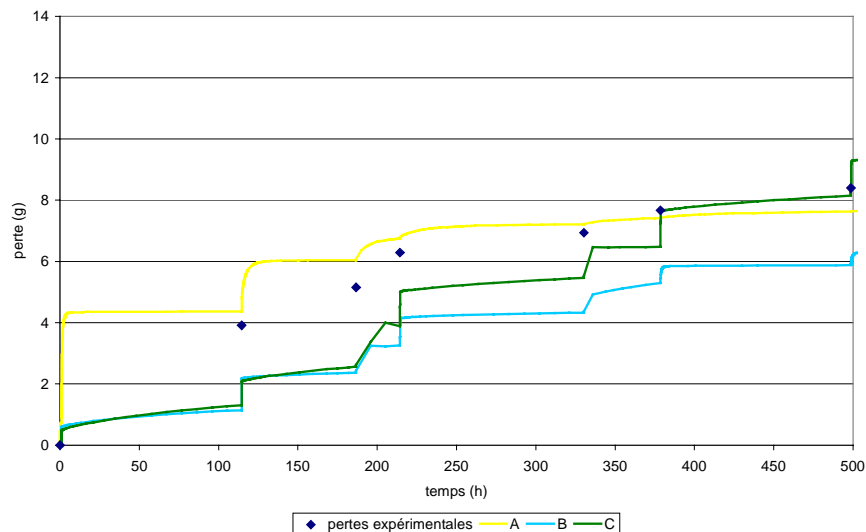


Figure 26. Pertes d'eau expérimentales et simulées cumulés pour les jeux de paramètres A, B et C.

### II.2.3. Conclusion

Comme cela était prévisible au vu de la courbe de  $\theta(h)$  paramétrée avec le jeu D (Figure 19), un seul jeu de paramètres ne permet pas de rendre compte des quantités d'eau drainées mesurées expérimentalement à l'échelle de l'échantillon.

Nous devons prendre ainsi plusieurs jeux de paramètres. Les plus adaptés sont les paramètres A ( $h= 0$  à  $h= -60\text{cm}$ ) et D ( $h=-60\text{cm}$  à  $h= -150\text{cm}$ ).

### III.3. Simulations à l'échelle de la maquette MaSHyNS

L'objectif de cette partie est de tester les performances de la paramétrisation des propriétés hydrodynamiques obtenue dans le cadre de ce travail dans la simulation de transferts d'eau à l'échelle de la maquette MaSHyNS. Nous serons amenés à les comparer avec les résultats obtenus grâce aux autres paramétrisations (Wind et IMF).

#### III.3.1. Essai 23/03/01

Nous allons utiliser le jeu de paramètres sur un essai que nous avons réalisé sur la maquette le 23/03/01. L'essai consiste à imposer une recharge transitoire, avec un débit connu (Figure 28). Le sol est initialement en équilibre hydrostatique (charge initiale = 67,3 cm référencé par rapport en bas de la maquette), puis le fossé a été ouvert. Nous mesurons le débit sortant par pesé.

Schéma de la maquette et des conditions appliquées (Figure 27).

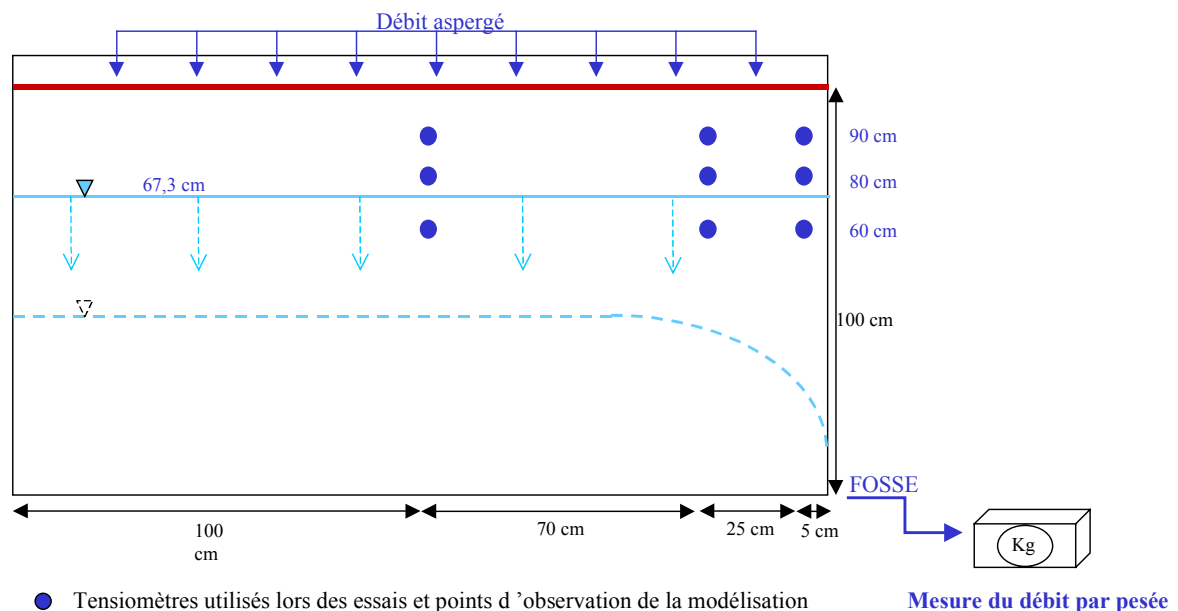


Figure 27. Schéma de la maquette, essai 23/03/01.

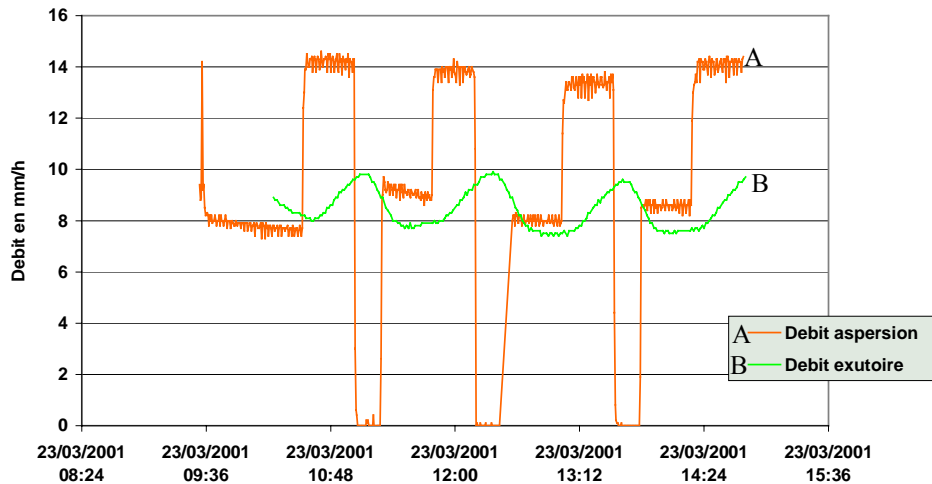


Figure 28. Débit d'aspersion et débit drainé.

### III.3.2. Conditions initiales et aux limites imposées au système simulé:

A la surface du sol nous avons imposé une condition de flux (aspersion) et du côté du fossé nous avons imposé une condition de suintement potentiel (seepage face) dont l'extension est inconnue a priori mais que le code est capable de détecter : le code impose sur le bord du fossé une pression nulle pour la partie saturée du système saturé (débit sortant, surface de suintement stricte) et un flux nul pour les parties non-saturées,  $h < 0$ .

Nous allons utiliser les résultats du débit sortant mesuré et ceux issus des profils tensiométriques mesurés dans la maquette, et nous les comparerons à ceux issus des différentes simulations.

### III.3.3. Simulation effectuée avec les paramètres des méthodes Wind et IMF à l'échelle de la maquette

Dans la Figure 29 et la Figure 30 nous avons représenté les résultats des simulations pour les méthodes Wind et IMF comparés à l'essai effectué sur la maquette MaSHyNS. Pour réaliser les simulations nous avons pris en compte les valeurs de conductivité horizontale et verticale mesurées dans la maquette. La valeur de la pression simulée suit à peu près le même comportement mais est légèrement inférieure à la courbe expérimentale. Le débit simulé est légèrement supérieur au débit réel.

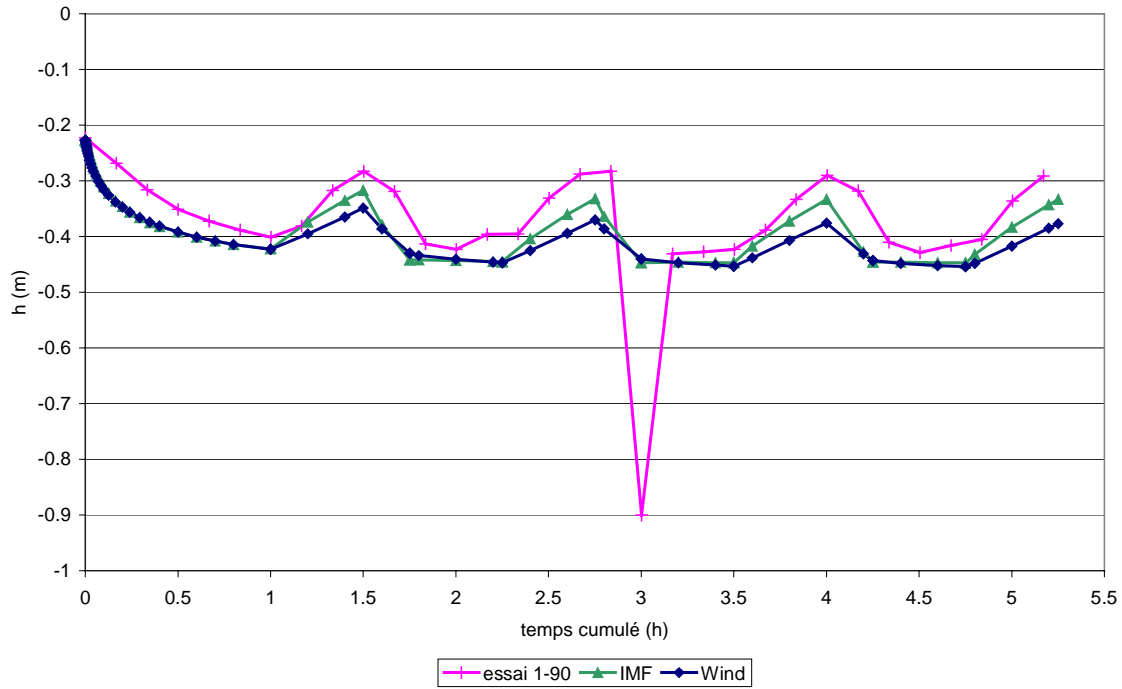


Figure 29. Evolution temporelle de la pression à 5 cm du fossé et à 10 cm de profondeur (par rapport à la surface), observé et simulé (paramètres issus des expériences Wind et IMF).

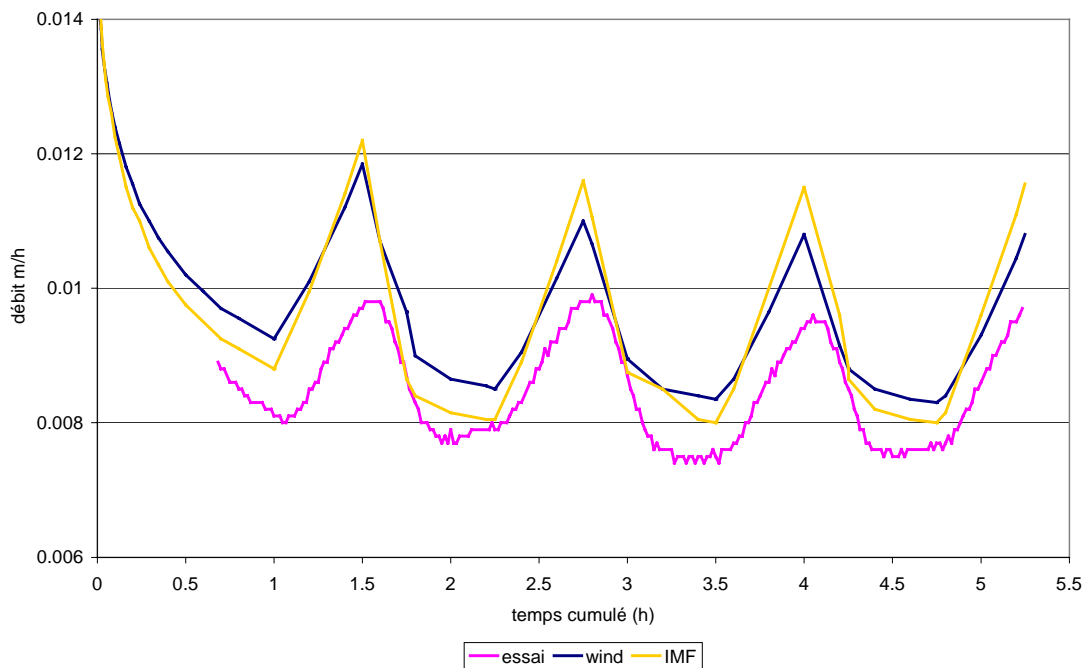


Figure 30. Débit simulé et observé pour les méthodes Wind et IMF.

De cette partie nous pouvons conclure que les méthodes Wind et IMF et les paramètres déduits de ces, à l'exception de la valeur de la conductivité à saturation, reproduisent bien le comportement du sol de la maquette MaSHyNS.

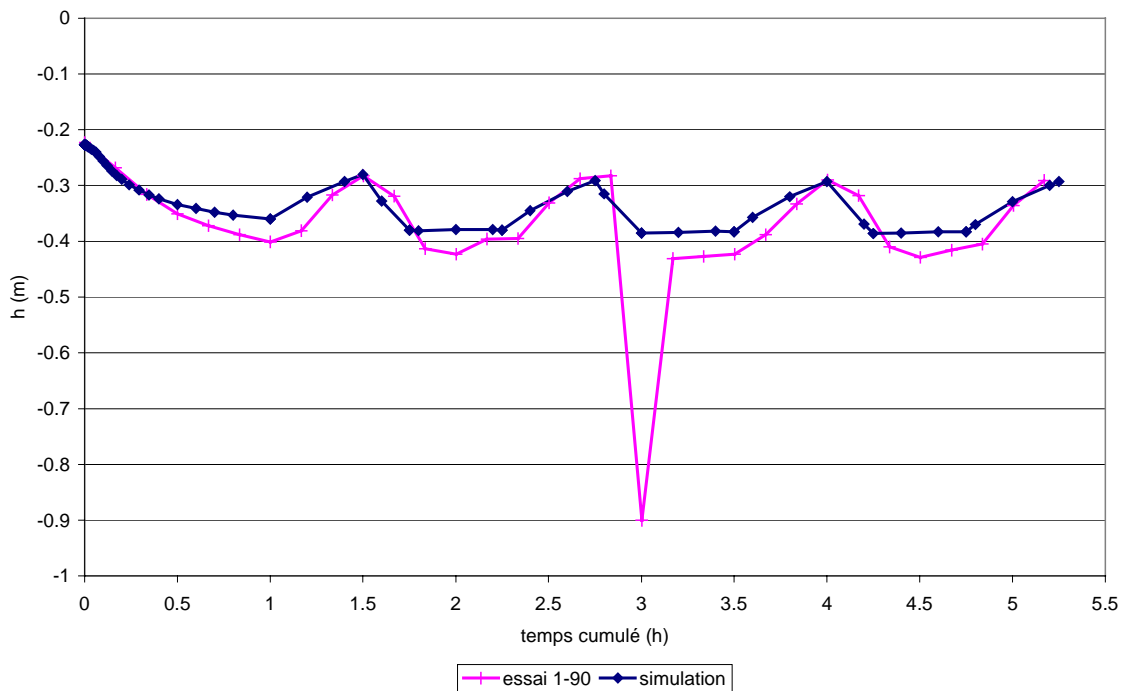
Par la suite, les paramètres obtenus lors du calage **C** (Tableau 6) vont être utilisés pour simuler le comportement de la maquette MaSHyNS, afin de savoir si ces paramètres permettent de décrire les propriétés du sol à l'échelle de la maquette et de voir éventuellement si s'adaptent mieux que les méthodes Wind et IMF.

### III.3.4. Simulation à l'échelle de la maquette avec les résultats issus de nos expériences:

La simulation va être reproduite avec les paramètres du calage **C** mais pour toute la gamme de pressions.

Nous avons considéré les résultats du débit sortant mesuré et ceux issus de certains tensiomètres dans la maquette, et nous les avons comparés à ceux issus de la simulation.

Dans la Figure 31, nous avons représenté une exemple de simulation réalisée à l'échelle de la maquette MaSHyNS. Le point d'observation est situé à 5cm du fossé et à 10cm de profondeur (par rapport à la surface du sol).



**Figure 31. Evolution temporelle de la pression à 5 cm du fossé et à 10cm de profondeur (par rapport à la surface), observée et simulée (paramètres du calage C).**

Nous observons que la simulation cale bien les points expérimentaux en pression, en les surestimant un peu. L'écart maximal de la simulation par rapport aux autres points simulés observés est de 5 cm de pression pour le profil situé à 40cm de profondeur et à 5cm du fossé. Pour les points d'observation situés au milieu de la maquette (100 cm), le modèle sous-estime le potentiel de pression aussi mais l'écart maximal est de 5 cm.



Dans la Figure 32 nous observons le débit observé lors de l'essai et le simulé. Les deux suivent le même comportement, le débit simulé étant un peu plus supérieur.

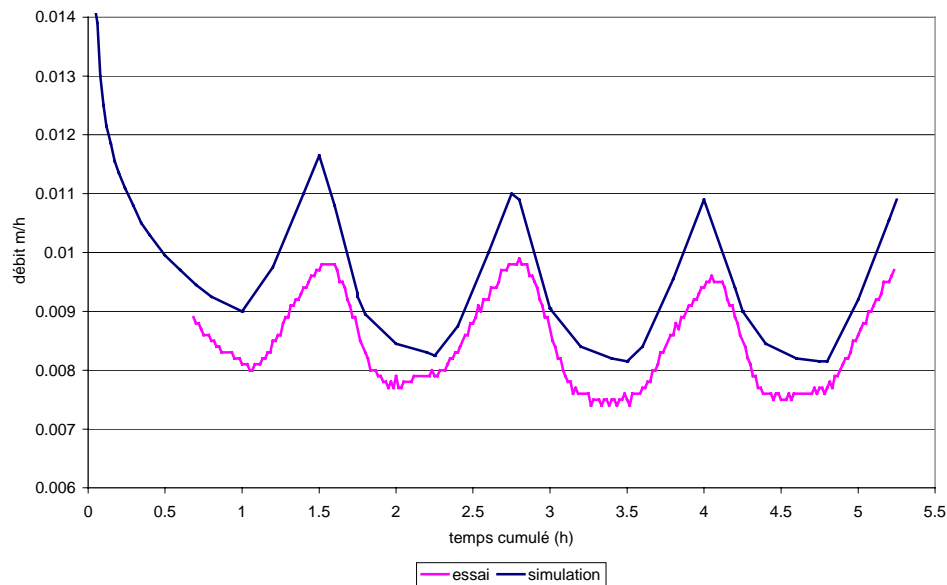


Figure 32. Débit observé et simulé pour le calage C.

### III.4. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les simulations réalisées avec le code numérique Hydrus-2D, à l'échelle de l'échantillon et de la maquette MaSHyNS.

Avec les simulations à l'échelle de l'échantillon, nous avons constaté une fois de plus que nous avons besoin de deux jeux de paramètres pour décrire la courbe de rétention hydrique expérimentale.

A l'échelle de la maquette MaSHyNS, nous avons testé dans un premier temps les simulations réalisées avec les paramètres Wind et IMF. Rappelons que nous avons utilisé  $\theta_r$ ,  $\theta_s$ ,  $\alpha$  et  $n$  issus de ces méthodes (Tableau 1) mais que nous avons utilisé la valeur de conductivité à saturation de la maquette. Les résultats ne sont pas aberrants et s'adaptent correctement aux points expérimentaux.

Dans un deuxième temps, nous avons présenté les simulations à l'échelle de la maquette avec le jeu de paramètres C, déterminé dans le cadre de ce travail. Ce jeu cale relativement bien l'essai réalisé sur la maquette MaSHyNS dans l'ensemble de la maquette.

En faisant une comparaison entre Wind, IMF et le calage C, nous pouvons dire que le jeu de paramètres issu du calage sur les points expérimentaux est légèrement meilleur que les jeux de paramètres obtenus avec la méthode Wind et IMF.

Nous pouvons aussi affirmer que le changement d'échelle échantillon - maquette est dans notre cas possible (à la seule restriction que nous n'utilisons pas la valeur de conductivité saturée issue de nos expériences au laboratoire). Ceci est en grande partie dû au fait que le sol étudié avec l'échantillon et que la maquette MaSHyNS sont globalement homogènes, du fait de son caractère sableux.

## Conclusion et perspectives

L'objectif du stage de DEA était de déterminer expérimentalement les propriétés hydrodynamiques du sol sablo-limoneux contenu dans la maquette MaSHyNS. Cette maquette sert à étudier le transfert d'eau dans un système de **nappe superficielle drainée**. Pour ceci nous nous sommes intéressés à déterminer ces propriétés dans la gamme de pression comprise entre la saturation et -150 cm de potentiel de pression.

Pour ceci nous avons mis en œuvre un système expérimental pour déterminer  $\theta(h)$  et  $K(h)$  au laboratoire. Nous avons obtenu des résultats globalement satisfaisants avec une faible incertitude associée.

Ayant déterminé expérimentalement la courbe de rétention hydrique et la courbe de conductivité hydraulique, nous les avons paramétré avec le modèle de Mualem – van Genuchten (1980).

Nous avons alors trouvé plusieurs jeux de paramètres mais seulement **un** qui cale à la fois  $\theta(h)$  et  $K(h)$  (Calage **C**). Cependant, ce jeu de paramètres a été déterminé sur la courbe de rétention hydrique expérimentale dans des conditions "proches de la saturation" ( $h= 0$  à  $h= -60\text{cm}$ ).

Un autre jeu de paramètres (**D**), cale la courbe de rétention pour des valeurs de  $h= -60\text{cm}$  à  $h= -150\text{cm}$  mais ne décrit pas correctement le comportement de la courbe de conductivité hydraulique expérimentale de l'échantillon.

Enfin, nous avons utilisé le jeu de paramètres **C** lors d'un essai en régime transitoire réalisé à l'échelle de la maquette. Les résultats ont été très satisfaisants car globalement la simulation suit le comportement réel de la maquette. Nous pouvons supposer que l'échantillon et la maquette MaSHyNS sont relativement homogènes, et qu'en conséquence, le changement d'échelle est possible.

En ce qui concerne la conductivité, la courbe de conductivité hydraulique relative est utilisable à l'échelle de la maquette MaSHyNS, c'est à dire que la forme de la courbe est bonne mais que les valeurs absolues de conductivité à saturation déterminées à l'échelle de l'échantillon sont inférieures aux valeurs déterminées pour la maquette MaSHyNS.

Les paramètres issus des méthodes Wind et IMF reflètent aussi bien le comportement de la maquette MaSHyNS mais ne reflètent pas le comportement du sol à l'échelle de l'échantillon, surtout pour la méthode IMF.

On peut enfin conclure que le modèle de Mualem – van Genuchten n'est que partiellement adapté à nos points expérimentaux car nous avons du procéder à une paramétrisation de la courbe de rétention selon deux branches.

On peut envisager à terme d'utiliser d'autres modèles comme celui de Brooks et Corey (1964) ou celui d'Assouline (1998) pour voir s'il est possible d'obtenir des résultats différents de ceux obtenus avec le modèle de Mualem – van Genuchten (1980).

On peut aussi se demander quelle importance a la valeur de teneur en eau à saturation dans la détermination des propriétés hydrodynamiques d'un sol. A priori aucune vu les résultats obtenus lors de ce stage. Néanmoins, il faudrait faire une étude plus précise.

Il faudrait aussi chercher à déterminer plus précisément, et pour d'autres sols, l'importance de la zone allant de la saturation jusqu'au point d'inflexion de la courbe de rétention (dans notre cas  $h = -60\text{cm}$ ).

Finalement, nous pouvons supposer que les méthodes de détermination de la courbe de conductivité hydraulique et de la courbe de rétention hydrique au laboratoire utilisés lors du stage de DEA sont fiables, et réutilisables comme méthode de travail. Cependant ce sont des méthodes nécessitant des durées d'expérimentation relativement longues.

**BIBLIOGRAPHIE**

- ARYA, L.M., J.F. PARIS, 1981. "A physicoempirical model to predict the soil moisture characteristic from particle-size distribution and bulk density data". *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 45 : 1023-1030.
- ASSOULINE, S., D. TESSIER, A. BRUAND, 1998. "A conceptual model of the soil water retention curve". *Water Resour. Res.*, 34 (2) : 223-231.
- BASTET G., A. BRUAND, P. QUETIN, I. COUSIN, 1998. "Estimation des propriétés de rétention en eau des sols à l'aide de fonctions de pédotransfert (FPT) : Une analyse bibliographique". *Etude et Gestion des Sols*, 5, 1 : 7-28.
- BROOKS R.H., A.T. COREY, 1964. "Hydraulic properties of porous media". *Hydrology Paper 3*, Colorado State Univ., Fort Collins, CO.
- BURDINE N. T., 1953. "Relative permeability calculations from pore-size distribution data". *Petroleum Trans., Am. Inst. Mining Eng.*, 198 : 71-77.
- BURKE W., D. GABRIELS, J. BOUMA (ED.), 1986. "Soil structure assessment". A.A. Balkema, Rotterdam/Boston.
- CAMPBELL G.S., 1974. "A simple method for determining unsaturated conductivity moisture retention data". *Soil Science*, 117(6) : 311-314.
- CARTER M.R. (ED.), 1993. "Soil Sampling and Methods of Analysis". Canadian Society of Soil Science. Lewis Publishers.
- DERE C., 2000. "Détermination de la position de la surface libre d'une nappe superficielle drainée par un fossé à paroi verticale : Etude expérimentale du phénomène de suintement". Cemagref, Groupement d'Antony.
- DIRKSEN C., 1991. "Unsaturated hydraulic conductivity", 209-269. In : K.A. Smith and C.E. Mullins (ed.), *Soil analysis, physical methods*. Marcel Dekker, New York.
- ECHING S.O., J.W. HOPMANS, 1993. "Optimization of hydraulic functions from transient outflow and soil water pressure data". *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 57 : 1167-1175.
- GARDNER W.R., 1956. "Calculation of capillarity conductivity from pressure plate outflow data". *Soil Sci. Soc. Am. Proc.*, 20 : 317-320.
- GARDNER W.R., HILLEL D., BENYAMINI Y., 1970. "Post-irrigation movement of soil water". *Water Resour. Res.* 6, 851-861.
- KLUTE A. (Ed.), 1986. "Methods of soil analysis, Part 1. Physical and Mineralogical Methods". *Agronomy Monograph no.9* (2nd edition).
- MARSILY G. DE, 1994. "Hydrogéologie: comprendre et estimer les écoulements souterrains et le transport de polluants". Ecole de Mines de Paris.

- MUALEM Y., 1976. "A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media". *Water Resour. Res.*, 12 : 513 - 522.
- MUSY A., M. SOUTTER., 1991. "Physique du sol". Presses polytechniques et universitaires romandes. Lausanne.
- RAWLS, W.J., D.L. BRAKENSIEK, K.E. SAXTON, 1982a. "Estimation of soil water properties". *Trans. ASAE*, 25, 1316-1320.
- RAWLS, W.J., D.L. BRAKENSIEK, 1982b. "Estimation of soil water retention from soil properties". *J. Irrig. Drain. Div., Proc. ASCE 198 (IR2)*, 166-171.
- SIMUNEK, J., M. SEJNA, M. T. VAN GENUCHTEN, 1996. "HYDRUS -2D.Simulating Water Flow and Solute Transport in Two-Dimensional Variably Saturated Media". International Ground Water Modeling Center, Riverside, CA, 167pp.
- VAN GENUCHTEN M.TH., 1980. "A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils". *Soil Sci. Soc. Am. J.*, 44 : 892 - 898.
- VAN GENUCHTEN M, F.J. LEIJ, S.R. YATES 1991. "The RETC code for quantifying hydraulic functions of unsaturated soils". Technical Report IAG-DW 12933934, US Salinity Laboratory, US Department of Agriculture, Agricultural Research Service, Riverside, CA, 873 pp
- VOGEL T., M. CISLEROVA, 1988. "On the reliability of unsaturated hydraulic conductivity calculated from the moisture retention curve". *Transport Porous Media*, 3 : 1 - 15.
- VOGEL T., M.T. VAN GENUCHTEN, M. CISLEROVA, 2001. "Effect of the shape of the soil hydraulic functions near saturation on variably-saturated flow predictions". *Ad. In Water Res.*, 24 : 133 - 144.
- WIND G.P., 1969. "Capillarity conductivity data estimated by a simple method", 181-191. In P.E. Rijtema and H. Wassink (ed.). *Water in the unsaturated zone. Vol. 1. Proc. Wageningen Symp. June 1966. Inst. Assoc. of Scientific Hydrol., Gentbrugge, Belgium/UNESCO, Paris.*

## Annexe I

**Résumé des méthodes de laboratoire les plus utilisés :** (d'après Dirksen, 1991 et Burke et al., 1986)

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
<b>Dépression d'eau</b>	$h(\theta)$	w/d	1	2	3	1	1	1	2
<b>Surpression d'air</b>	$h(\theta)$	d	1	2	3	3	1	1	2
<b>Head control method</b>	$K_s$	w/d	3	3	2	2	1	1	3
<b>Infiltration</b>	$K(h)$	w	3	3	2	1	1	1	3
<b>Profil instantané</b>	$K(h)$	d	3	3	1	1	1	2	1
<b>sorptivity</b>	D	w	2	2	4	3	2	3	2
<b>Hot air</b>	D	d	2	1	1	3	2	3	3

**A. Paramètre mesuré :**

$K(h)$  conductivité hydraulique

D diffusivité

$h(\theta)$  courbe de rétention hydrique

**B. Régime de flux :**

w humidification

d drainage

**C. Base théorique :**

1 hypothèses simplificatrices majeures

2 exact, avec peu d'hypothèses simplificatrices

3 loi de Darcy simple

**D. Contrôle des conditions initiales et limites :**

1 peu de contrôle, s'il n'y en a

2 indirect et précis

3 exact

**E. Précision des mesures :**

1 mesures indirectes ou autres sources d'erreur

2 bonne, directement

3 obtention du poids d'eau

4 contenu en eau direct

**F. Gamme d'application du potentiel de pression :**

1 0 jusqu'à - 2,5 m

2 0 jusqu'à - 8,5 m

3 0 jusqu'à - 160 m

**G. Durée de la méthode :**

1 1 mois ou plus

2 1 jour

**H. Equipement :**

1 facile à faire

2 spécial

3 standard

**I. Durée des manipulations :**

1 opérations compliquées en intervalles temps régulier

2 opérations simples et rapides en intervalles de temps régulier

3 opérations compliquées au début et à la fin

## Annexe II

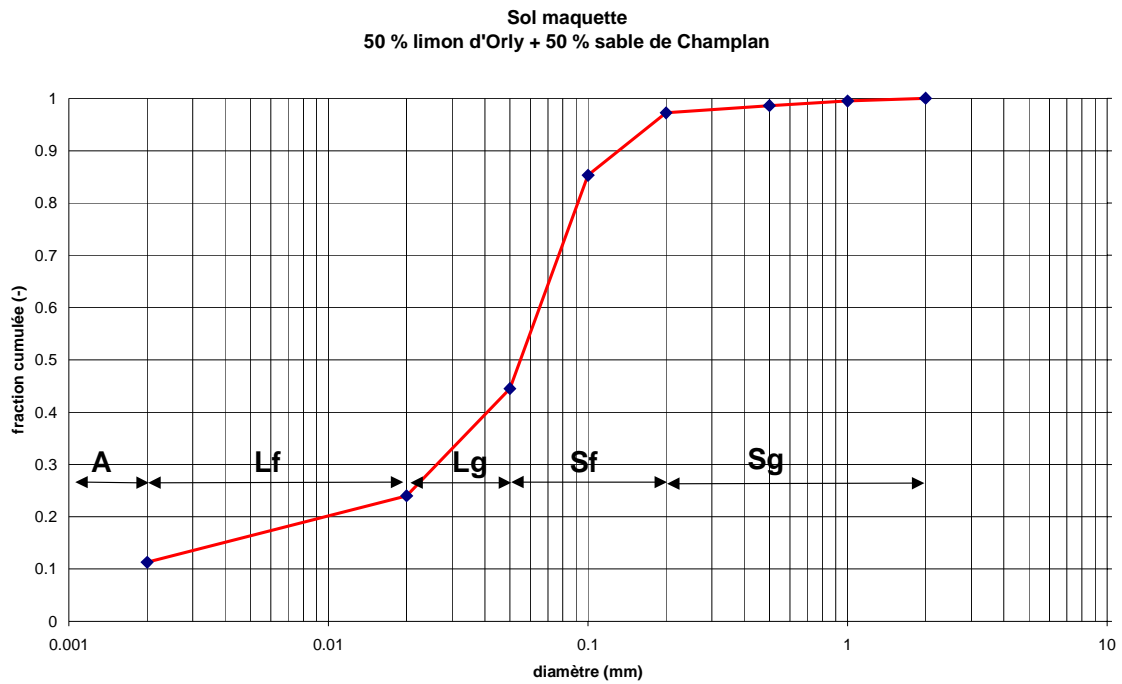


Figure 33. Analyse granulométrique de la maquette où A = argile, Lf = limon fin, Lg = limon grossier, Sf = sable fin, Sg = sable grossier.

### Annexe III

Pour calculer les incertitudes sur certaines données expérimentales nous utiliserons la méthode de GUM, mise au point par sept organisations du monde industriel, scientifique, métrologique et de la normalisation.

Définition d'erreur : c'est l'écart entre le résultat de la mesure et la valeur vraie du mesurande (ce que nous souhaitons mesurer).

Définition de l'incertitude : c'est un paramètre, associé au résultat de la mesure, qui caractérise la dispersion des valeurs qui pourraient raisonnablement être attribuées au mesurande. Ce paramètre est généralement l'écart-type ( $\sigma$ ) caractérisant la dispersion de l'erreur aléatoire autour de la moyenne estimée du mesurande, nous parlons alors d'incertitude type et nous la désignons par  $u$ .

Soit  $u(y)$  l'incertitude que nous cherchons à calculer sur la variable  $y$  :

$$y = f(x_1, x_2, \dots, x_n) \qquad u^2(y) = \sum_{i=1}^n \left[ \left( \frac{\partial f}{\partial x_i} \right)^2 u^2(x_i) \right]$$

Nous pouvons alors définir un intervalle d'incertitude autour de la variable  $y$  :  $I = [y - u(y), y + u(y)]$ . Cet intervalle signifie statistiquement que pour une valeur de  $y$  mesurée, nous avons 68,27 % de chances que s'y trouve réellement dans l'intervalle  $I$ . Si nous voulons augmenter les chances d'être dans l'intervalle  $I$ , nous pouvons utiliser des coefficients d'élargissement. Par exemple :

- Coefficients d'élargissement égal à 1, ( $k = 1$ ):  $I = [y - u(y), y + u(y)]$  avec 68,27 % de chances d'être dans l'intervalle.
- Coefficients d'élargissement égal à 2, ( $k = 2$ ):  $I = [y - 2u(y), y + 2u(y)]$  avec 95,45 % de chances d'être dans l'intervalle.

Nous avons choisi des coefficients d'élargissement égal à 2.

Afin d'évaluer les incertitudes-type élémentaires, nous emploierons deux méthodes :

- Méthode statistique ou de type A :

Elles sont basées sur la répétition de séries de mesure réalisées dans des conditions stables et sont principalement utilisées pour quantifier les incertitudes de répétabilité des processus de mesure.

$$X_i = \frac{1}{n} \sum_{k=1}^n (x_{i,k}) \qquad u(X_i) = \sqrt{\frac{1}{(n-1)} \sum_{k=1}^n (x_{i,k} - \bar{x}_i)^2}$$

où  $X_i$  prend les valeurs des grandeurs intermédiaires  
 $x_{i,k}$  est le résultat de chaque mesurage  $k$  de la grandeur  $x_i$   
 $u(X_i)$  est l'incertitude-type associée à  $X_i$

- Méthodes fondées sur l'expérience ou de type B :

Elles s'appuient sur les résultats de mesures antérieures, l'expérience de certains processus de mesure, les spécifications d'un instrument. Les incertitudes-types sont évaluées à partir de ces informations en choisissant une loi de distribution qui, raisonnablement, peut représenter celle de l'erreur à étudier. Ces lois de distribution sont comprises dans un intervalle qui représente l'étendue de l'erreur.

**Loi normale** : l'incertitude-type d'une erreur qui suit une loi normale sur l'intervalle  $[-a, a]$  à 99.74 % est

donc :  $u = \frac{a}{3}$



Tout type d'erreurs dépendantes d'un nombre important de paramètres, chacun étant de faible effet individuel suit cette loi, nous l'utilisons en l'absence d'informations sur les phénomènes physiques qui engendrent ces erreurs.

**Loi uniforme :** l'incertitude-type d'une erreur qui suit une loi uniforme sur l'intervalle  $[-a, a]$  est donc :

$$u = \frac{a}{\sqrt{3}}. \text{ Dans le cas de la résolution : } u = \frac{a}{2\sqrt{3}}$$

Les erreurs qui suivent cette loi proviennent de la vérification des appareils et de l'erreur maximale tolérée correspondante, de la résolution de l'appareil...

La démarche suivie pour le calcul des incertitudes-type élémentaires sera donc la suivante :

- identification de l'appareil de mesure rattaché à la grandeur étudiée : résolution, vérification, étalonnage.
- Identification des lois de distribution appropriées
- Calcul des différents écart-types composant l'incertitude-type élémentaire :  $u(a), u(b), \dots$
- Calcul de l'incertitude-type élémentaire à partir des écart-types calculés en utilisant la somme quadratique des incertitudes :  $u(X) = \sqrt{u^2(a) + u^2(b) + \dots}$

#### **A. Calcul d'incertitudes pour la méthode en dépression d'eau :**

**Tableau Erreur ! Argument de commutateur inconnu.. Hauteur et diamètre des échantillons, méthode en dépression d'eau.**

<b>Echantillon</b>	<b>Mesures réalisées avec le pied à coulisses, en cm</b>				<b>Moyenne</b>	<b>Ecart type</b>
<b>toutes</b>	hauteur	6,01	6,02	6,00	6,00	<b>8,8.10<sup>-3</sup></b>
<b>1</b>	diamètre	5,48	5,48	5,49	5,49	<b>4,1.10<sup>-3</sup></b>
<b>2</b>	diamètre	5,36	5,36	5,37	5,35	<b>6,4.10<sup>-3</sup></b>
<b>3</b>	diamètre	5,49	5,43	5,49	5,49	<b>0,03</b>
<b>4</b>	diamètre	5,37	5,37	5,34	5,35	<b>0,02</b>
<b>5</b>	diamètre	5,49	5,48	5,48	5,43	<b>0,03</b>

#### **A.1. Potentiel de pression :**

##### A.1.1. Potentiel de pression en aval du système : $h_{\text{aval}}$

- a) Incertitude de répétabilité du cathétomètre :  $u_1 = \pm 6,2.10^{-3} \text{ cm}$
- b) Incertitude élémentaire liée à la résolution du cathétomètre :  $u_2 = \pm 5,8.10^{-4} \text{ cm}$
- c) Incertitude élémentaire liée à la lecture du cathétomètre :  $u_3 = \pm 6,6.10^{-4} \text{ cm}$

Alors,

$$u(h_{\text{aval}}) = \sqrt{u_1^2 + u_2^2 + u_3^2} = \pm 6,3.10^{-3} \text{ cm}$$

##### A.1.2. Potentiel de pression en amont du système : $h_{\text{amont}}$

- a) Incertitude du cathétomètre :  $u_1 = \pm 6,3.10^{-3} \text{ cm}$
- b) Incertitude de localisation de la mesure : la mesure du potentiel est effectuée par rapport au milieu de l'échantillon qui a une hauteur moyenne de 6,0 cm (voir tableau A), alors on suppose que suit une loi normale (évaluation de type B) et estimé à  $\pm 3,0 \text{ cm}$  :  $u_2 = \frac{3,0}{3} = \pm 1,0 \text{ cm}$

c) Incertitude de la mesure de la hauteur ( $h_t$ ) de l'échantillon : ici on a deux erreurs présentes :

- erreur de lecture de l'opérateur :  $u_3 = \pm 8,8 \cdot 10^{-3} \text{ cm}$  (voir tableau A)

- erreur du pied à coulisses : l'incertitude sur la mesure au pied à coulisse dépend de sa résolution ( $10^{-3} \text{ cm}$ ) et de la tolérance de sa procédure de vérification ( $\pm 2 \cdot 10^{-3} \text{ cm}$ ) :

résolution :  $u_4 = 2,9 \cdot 10^{-4} \text{ cm}$

procédure de vérification :  $u_5 = 6,7 \cdot 10^{-4} \text{ cm}$

$$u(h_t) = \sqrt{\frac{1}{4}u_3^2 + u_4^2 + u_5^2} = 4,5 \cdot 10^{-3} \text{ cm}$$

d) Incertitude du positionnement du trait : l'erreur est estimée de 0,05 cm. Il suit une loi normale :

$$u_6 = 1,7 \cdot 10^{-2} \text{ cm}$$

Alors l'incertitude du potentiel de pression en amont du système est de,

$$u(h_{\text{amont}}) = \sqrt{u_1^2 + u_2^2 + u(h_t)^2 + u_6^2} = \pm 1,0 \text{ cm}$$

### A.1.3. Résultat :

La mesure du potentiel de pression est faite par :

$$u(h) = \sqrt{\left(\frac{\partial h}{\partial h_{\text{amont}}}\right)^2 u^2(h_{\text{amont}}) + \left(\frac{\partial h}{\partial h_{\text{aval}}}\right)^2 u^2(h_{\text{aval}})} = \pm 1,0 \text{ cm}$$

Le résultat s'exprime de la façon suivante :

$$h = (x \pm 2,0) \text{ cm } (k = 2)$$

## A.2. Détermination de l'incertitude liée à l'erreur d'estimation de la teneur en eau volumique : (selon la NF 94-050, sept. 1995)

$$\theta_{\text{vol}} = \frac{\text{masse humide} - \text{masse de sol sec}}{\text{volume} \cdot \rho_w}$$

### A.2.1. Incertitude de la mesure de la masse de l'échantillon :

La pesée est effectuée avec une balance ayant les caractéristiques suivantes : résolution de 0,01 g et une erreur maximale tolérée de 0,3 g définie par sa procédure de vérification.

$$u(m) = \sqrt{u^2(\text{résol}) + u^2(\text{vérif})} = \sqrt{\left(\frac{0,01}{2\sqrt{3}}\right)^2 + \left(\frac{0,3}{\sqrt{3}}\right)^2} = \pm 0,17 \text{ g}$$

### A.2.2. Incertitude de la mesure du volume :

$$V = \pi \left(\frac{\bar{D}}{2}\right)^2 \bar{h}$$

où  $\bar{D}$  est le diamètre intérieur moyen du cylindre contenant l'échantillon et  $\bar{h}$  la hauteur moyenne de l'échantillon (voir le tableau A).

a) calcul de l'incertitude sur la hauteur de l'échantillon :  $u(h_t) = 4,5 \cdot 10^{-3} \text{ cm}$ .

b) calcul de l'incertitude sur le diamètre :- erreur de lecture de l'opérateur :  $u_1 =$  écart type de chaque échantillon (voir tableau A).- l'incertitude sur la mesure au pied à coulisses dépend de sa résolution ( $10^{-3}$  cm) et de la tolérance de sa procédure de vérification ( $\pm 2 \cdot 10^{-3}$  cm) :- résolution :  $u_2 = 2,9 \cdot 10^{-4}$  cm- procédure de vérification :  $u_3 = 6,7 \cdot 10^{-4}$  cmL'incertitude sur le diamètre :  $u(D) = \sqrt{\frac{1}{4}u_1^2 + u_2^2 + u_3^2} =$  (voir tableau A).

Alors, le volume calculé pour chaque échantillon

$$u(V) = \sqrt{\left(\frac{\partial V}{\partial D}\right)^2 u^2(D) + \left(\frac{\partial V}{\partial h_t}\right)^2 u^2(h_t)} = \sqrt{\left(\frac{\pi \bar{h} \bar{D}}{2}\right)^2 u^2(D) + \left(\frac{\pi \bar{D}^2}{4}\right)^2 u^2(h_t)}$$

Voir le Tableau Erreur ! **Argument de commutateur inconnu.** avec les résultats.**B. Calcul d'incertitudes pour la méthode en surpression d'air :****Tableau Erreur ! Argument de commutateur inconnu. Hauteur et diamètre des échantillons, méthode en surpression d'air.**

Echantillon	Mesures réalisées avec une règle, en cm				Moyenne	Ecart type	
tous	diamètre	3,70	3,71	3,70	3,70	3,7	$5,0 \cdot 10^{-3}$
1	hauteur	8,40	8,40	8,30	8,30	8,4	0,06
2	hauteur	8,60	8,40	8,50	8,30	8,5	0,13
4	hauteur	8,35	8,30	8,30	8,35	8,3	0,03
5	hauteur	8,30	8,10	8,20	8,30	8,2	0,10

**B.1. Détermination de l'incertitude liée à l'erreur d'estimation du potentiel de pression (h) :**Le potentiel est estimé en faisant une différence par lecture directe sur une règle, puis en additionnant la moitié de la hauteur ( $h_t$ ) de l'échantillon car on référence le potentiel de pression par rapport au milieu de l'échantillon.

$$\text{Alors, } h = h_{amt} - h_{aval} + \left(\frac{h_t}{2}\right)$$

**B.1.1. Incertitude par lecture directe sur un manomètre :**a) Incertaince associée au ménisque, parallaxe et au soin de l'opérateur : cette erreur est égale à  $\pm 0,2$  cm et elle suit une distribution normale :  $u_1 = \pm 0,07$  cmb) Incertaince liée à la règle :- résolution (0,1 cm) :  $u_2 = \frac{0,1}{2\sqrt{3}} = \pm 0,03$  cm- procédure de vérification (0,05 cm) :  $u_3 = \frac{0,05}{\sqrt{3}} = \pm 0,03$  cm

$$u(h_{aval}) = u(h_{amt}) = \sqrt{u_1^2 + u_2^2 + u_3^2} = \pm 8,2 \cdot 10^{-2}$$
 cm

Tableau Erreur ! Argument de commutateur inconnu.. Résultats du calcul d'incertitudes pour la méthode de dépression d'eau.

		1 u(V) = 0,16		2 u(V) = 0,20		3 u(V) = 0,74		4 u(V) = 0,42		5 u(V) = 0,67	
h (cm)	erreur (h)	$\theta$	erreur ( $\theta$ )	$\theta$	erreur ( $\theta$ )	$\theta$	erreur ( $\theta$ )	$\theta$	erreur ( $\theta$ )	$\theta$	erreur ( $\theta$ )
2,9	2	0,45	3,5E-03	0,45	3,7E-03	0,43	5,6E-03	0,41	4,3E-03	0,46	5,5E-03
-10	2	0,42	3,5E-03	0,42	3,7E-03	0,40	5,3E-03	0,39	4,2E-03	0,43	5,3E-03
-20	2	0,41	3,5E-03	0,40	3,7E-03	0,39	5,3E-03	0,39	4,2E-03	0,42	5,2E-03
-30	2	0,40	3,5E-03	0,40	3,7E-03	0,39	5,2E-03	0,38	4,2E-03	0,41	5,1E-03
-40	2	0,40	3,5E-03	0,39	3,7E-03	0,38	5,2E-03	0,38	4,2E-03	0,40	5,1E-03
-50	2	0,39	3,5E-03	0,39	3,7E-03	0,38	5,2E-03	0,37	4,2E-03	0,40	5,0E-03
-60	2	0,39	3,5E-03	0,38	3,7E-03	0,37	5,1E-03	0,37	4,2E-03	0,39	5,0E-03
-70	2	0,38	3,5E-03	0,38	3,7E-03	0,31	4,7E-03	0,33	4,0E-03	0,37	4,8E-03
-80	2	0,32	3,4E-03	0,31	3,6E-03	0,28	4,5E-03	0,29	3,9E-03	0,33	4,6E-03
-90	2	0,29	3,4E-03	0,29	3,6E-03	0,26	4,3E-03	0,27	3,9E-03	0,29	4,4E-03
-100	2	0,27	3,4E-03	0,27	3,6E-03	0,24	4,2E-03	0,25	3,8E-03	0,27	4,2E-03
-110	2	0,25	3,4E-03	0,26	3,6E-03	0,23	4,1E-03	0,24	3,8E-03	0,25	4,1E-03
-120	2	0,24	3,4E-03	0,25	3,6E-03	0,22	4,1E-03	0,23	3,8E-03	0,23	4,0E-03
-130	2	0,23	3,4E-03	0,24	3,6E-03	0,21	4,0E-03	0,22	3,7E-03	0,22	4,0E-03
-140	2	0,22	3,4E-03	0,23	3,6E-03	0,20	4,0E-03	0,21	3,7E-03	0,21	3,9E-03
-150	2	0,22	3,4E-03	0,22	3,6E-03	0,20	3,9E-03	0,21	3,7E-03	0,20	3,9E-03
-150	2	0,22	3,4E-03	0,22	3,6E-03	0,20	3,9E-03	0,21	3,7E-03	0,20	3,9E-03
-140	2	0,22	3,4E-03	0,22	3,6E-03	0,20	3,9E-03	0,21	3,7E-03	0,21	3,9E-03
-130	2	0,22	3,4E-03	0,23	3,6E-03	0,20	4,0E-03	0,21	3,7E-03	0,21	3,9E-03
-120	2	0,22	3,4E-03	0,23	3,6E-03	0,20	4,0E-03	0,21	3,7E-03	0,21	3,9E-03
-110	2	0,23	3,4E-03	0,24	3,6E-03	0,21	4,0E-03	0,22	3,7E-03	0,22	3,9E-03
-100	2	0,23	3,4E-03	0,24	3,6E-03	0,21	4,0E-03	0,22	3,8E-03	0,23	4,0E-03
-90	2	0,24	3,4E-03	0,25	3,6E-03	0,22	4,1E-03	0,23	3,8E-03	0,23	4,0E-03
-80	2	0,25	3,4E-03	0,26	3,6E-03	0,23	4,1E-03	0,24	3,8E-03	0,24	4,1E-03
-70	2	0,27	3,4E-03	0,28	3,6E-03	0,25	4,4E-03	0,26	3,9E-03	0,26	4,3E-03
-60	2	0,30	3,4E-03	0,30	3,6E-03	0,27	4,6E-03	0,28	4,0E-03	0,28	4,5E-03
-50	2	0,32	3,5E-03	0,33	3,6E-03	0,31	4,8E-03	0,31	4,0E-03	0,31	4,6E-03
-40	2	0,35	3,5E-03	0,35	3,6E-03	0,33	4,9E-03	0,33	4,1E-03	0,34	4,7E-03
-30	2	0,35	3,5E-03	0,35	3,6E-03	0,34	4,9E-03	0,34	4,1E-03	0,35	4,8E-03
-20	2	0,36	3,5E-03	0,35	3,7E-03	0,34	5,0E-03	0,34	4,1E-03	0,36	4,9E-03
-10	2	0,37	3,5E-03	0,37	3,7E-03	0,36	5,1E-03	0,35	4,1E-03	0,37	4,9E-03
-3	2	0,38	3,5E-03	0,39	3,7E-03	0,37	5,5E-03	0,36	4,3E-03	0,38	5,2E-03
2,9	2	0,43	3,5E-03	0,44	3,6E-03	0,42	3,5E-03	0,42	3,6E-03	0,42	3,5E-03

B.1.2. Incertitude de la hauteur de l'échantillon :a) Incertaince liée à la règle :- résolution (0,1 cm) :  $u_4 = \pm 0,03 \text{ cm}$ - procédure de vérification (0,05 cm) :  $u_5 = \pm 0,03 \text{ cm}$ b) Incertaince de localisation de la mesure : est de 0,2 cm et suit une loi normale :  $u_6 = 0,07 \text{ cm}$ 

$$u(h_i) = \sqrt{u_4^2 + u_5^2 + u_6^2} = \pm 8,2 \cdot 10^{-2} \text{ cm}$$

La mesure du potentiel de pression est faite par :

$$u(h) = \sqrt{\left(\frac{\partial h}{\partial h_{amt}}\right)^2 u^2(h_{amt}) + \left(\frac{\partial h}{\partial h_{aval}}\right)^2 u^2(h_{aval}) + \left(\frac{\partial h}{\partial \left(\frac{h_{ht}}{2}\right)}\right)^2 u^2(h_i)} = \pm 0,1 \text{ cm}$$

Alors  $\boxed{h = (x \pm 0,2) \text{ cm} \quad (k = 2)}$

**B.2. Détermination de l'incertitude liée à l'erreur d'estimation de la teneur en eau volumique ( $\theta$ ) (selon la NF 94-050, sept. 1995) :**B.2.1. Incertaince de la mesure de la masse de l'échantillon :  $u(m) = \pm 0,17 \text{ g}$ B.2.2. Incertaince de la mesure du volume :a) calcul de l'incertaince sur la hauteur : valeurs différentes pour chaque échantillon (Tableau Erreur ! **Argument de commutateur inconnu.**)b) calcul de l'incertaince sur le diamètre :  $u(D) = \pm 2,5 \cdot 10^{-3} \text{ cm}$ , calculé à partir de l'écart type moyen (Tableau Erreur ! **Argument de commutateur inconnu.**)

$$u(V) = \sqrt{\left(\frac{\partial V}{\partial D}\right)^2 u^2(D) + \left(\frac{\partial V}{\partial h_i}\right)^2 u^2(h_i)} = \sqrt{\left(\frac{\pi h D}{2}\right)^2 u^2(D) + \left(\frac{\pi D^2}{4}\right)^2 u^2(h_i)}$$

résultats dans tableau D

$$u(\theta) = \sqrt{2\left(\frac{\partial \theta}{\partial m}\right)^2 u^2(m) + \left(\frac{\partial \theta}{\partial V}\right)^2 u^2(V)} = \sqrt{2\left(\frac{1}{V \cdot \rho_w}\right)^2 u^2(m) + \left(-\frac{M}{V^2 \cdot \rho_w}\right)^2 u^2(V)}$$

Cette erreur va être calculée pour chaque point de la courbe de chaque échantillon. Voir le Tableau **Erreur ! Argument de commutateur inconnu.**

$$\boxed{\theta = (x \pm x, x) \quad (k = 2)}$$

**Tableau** Erreur ! Argument de commutateur inconnu.. Résultats du calcul d'incertitudes, méthode en surpression d'air.

Tous les échantillons		1 u(V)=0,33		2 u(V)=0,70		4 u(V)=0,20		5 u(V)=0,53	
h (cm)	erreur (h)	θ	erreur (θ)	θ	erreur (θ)	θ	erreur (θ)	θ	erreur (θ)
4	0,2	0,43	6,2E-03	0,43	8,4E-03	0,44	5,7E-03	0,44	7,6E-03
-19	0,2	0,41	6,1E-03	0,41	8,2E-03	0,42	5,7E-03	0,41	7,3E-03
-40	0,2	0,40	6,1E-03	0,40	8,1E-03	0,41	5,7E-03	0,39	7,2E-03
-45	0,2	0,40	6,1E-03	0,40	8,1E-03	0,41	5,7E-03	0,39	7,2E-03
-56	0,2	0,40	6,1E-03	0,40	8,1E-03	0,41	5,7E-03	0,39	7,2E-03
-68	0,2	0,35	5,9E-03	0,36	7,6E-03	0,32	5,6E-03	0,36	6,9E-03
-75	0,2	0,29	5,7E-03	0,29	6,9E-03	0,29	5,5E-03	0,33	6,7E-03
-86	0,2	0,26	5,7E-03	0,27	6,7E-03	0,27	5,5E-03	0,27	6,3E-03
-94	0,2	0,24	5,6E-03	0,24	6,4E-03	0,24	5,5E-03	0,25	6,2E-03
-105	0,2	0,22	5,6E-03	0,22	6,3E-03	0,23	5,5E-03	0,23	6,1E-03
-114	0,2	0,21	5,5E-03	0,21	6,2E-03	0,21	5,5E-03	0,21	6,0E-03
-124	0,2	0,19	5,5E-03	0,20	6,1E-03	0,20	5,4E-03	0,20	6,0E-03
-134	0,2	0,19	5,5E-03	0,19	6,0E-03	0,20	5,4E-03	0,19	5,9E-03
-144	0,2	0,18	5,5E-03	0,18	6,0E-03	0,20	5,4E-03	0,19	5,9E-03
-154	0,2	0,18	5,5E-03	0,18	5,9E-03	0,19	5,4E-03	0,18	5,9E-03

**C. Détermination de l'incertitude liée à l'erreur d'estimation de la conductivité à saturation :****C.1. Conductivité à saturation :**

Nous allons calculer les erreurs associées aux mesures suivantes :

**C.1.1. Débit, Q :**  $Q = \frac{m}{t \cdot \rho_w}$ , où  $m = 187,07 g$  et  $t = 5,62 h$

Incertitude de la mesure de la masse de l'échantillon :  $u(m) = \pm 0,17 g$

Incertitude sur le temps :  $u(t) = \frac{1s}{\sqrt{3}} = 1,6 \cdot 10^{-4} h$

$$u(\rho_w) = 0,$$

Alors,  $u(Q) = 0,03 g / h$

**C.1.2. Hauteur de l'échantillon, h<sub>t</sub> : h<sub>t</sub> = 17cm**

Calcul de l'incertitude sur la hauteur : règle  $u(h_t) = 1,7 \cdot 10^{-2} cm$

**C.1.3. Différence de hauteur : Δh = h<sub>1</sub>-h<sub>2</sub> = 17,5 cm**

Incertitude du cathétomètre :  $u(\Delta h) = \sqrt{u^2(h_1) + u^2(h_2)} = 9,0 \cdot 10^{-3} cm$

**C.1.4. Section, S , où S = 25,51 cm<sup>2</sup> et D= 5,7cm**

$$S = \pi \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2$$

$$u(S) = 1,5 \cdot 10^{-3} m$$

Alors,

$$\begin{aligned} u(K_{sat}) &= \sqrt{\left(\frac{\partial K}{\partial Q}\right)^2 u^2(Q) + \left(\frac{\partial K}{\partial h_t}\right)^2 u^2(h_t) + \left(\frac{\partial K}{\partial \Delta h}\right)^2 u^2(\Delta h) + \left(\frac{\partial K}{\partial S}\right)^2 u^2(S)} = \\ &= \sqrt{\left(\frac{h_t}{\Delta h \cdot S}\right)^2 u^2(Q) + \left(\frac{Q}{\Delta h \cdot S}\right)^2 u^2(h_t) + \left(-\frac{Q \cdot h_t}{\Delta h^2 \cdot S}\right)^2 u^2(\Delta h) + \left(-\frac{Q \cdot h_t}{\Delta h \cdot S^2}\right)^2 u^2(S)} \end{aligned}$$

$$u(K_{sat}) = 3,5 \cdot 10^{-5} m/h \quad k = 2$$

C.2. Potentiel de pression :

$$\text{Incertitude du cathétomètre : } u_1 = \pm 6,3 \cdot 10^{-3} cm$$

$$u(h) = 1,3 \cdot 10^{-4} m \quad k = 2$$

### **D. Détermination de l'incertitude liée à l'erreur d'estimation de la conductivité non saturée :**

**D.1. Conductivité non saturée:**

Le calcul est fait de la façon suivante :  $K = \frac{Q}{S}$ , alors nous allons calculer les erreurs associées aux mesures suivantes :

**D.1.1. Débit, Q :**

$$m = 150,17 g$$

$$\text{Incertitude de la mesure de la masse de l'échantillon : } u(m) = \pm 0,17 g = \pm 0,17 \text{ cm}^{-3}$$

$$t = 6h$$

$$\text{Incertitude sur le temps : } u(t) = \frac{1s}{\sqrt{3}} = 1,6 \cdot 10^{-4} h$$

$$u(\rho_w) = 0,$$

$$\text{Alors, } u(Q) = 0,03 g/h$$

**D.1.2. Section, S :**

$$\text{Calcul de l'incertitude sur le diamètre, D : } u(D) = \pm 1,7 \cdot 10^{-2} cm$$

$$u(S) = 1,5 \cdot 10^{-3} m$$

$$u(K_{NS}) = \sqrt{\left(\frac{\partial K}{\partial Q}\right)^2 u^2(Q) + \left(\frac{\partial K}{\partial S}\right)^2 u^2(S)} = \sqrt{\left(\frac{1}{S \cdot \rho_w}\right)^2 u^2(Q) + \left(-\frac{Q}{S^2 \cdot \rho_w}\right)^2 u^2(S)}$$

$$u(K_{NS}) = 1,2 \cdot 10^{-4} m/h \quad k = 2$$

**D.2. Potentiel de pression :**

Incertitude du cathétomètre :  $u_1 = \pm 6,3 \cdot 10^{-3} \text{ cm}$

$$u(h) = 1,3 \cdot 10^{-4} \text{ m } k = 2$$