



**HAL**  
open science

# Diagnostic en place et prévision de l'évolution d'un système d'assainissement non collectif

Fathe Bouteldja

► **To cite this version:**

Fathe Bouteldja. Diagnostic en place et prévision de l'évolution d'un système d'assainissement non collectif. Génie des procédés. Université Blaise Pascal - Clermont-Ferrand II, 2009. Français. NNT : 2009CLF21959 . tel-00725242

**HAL Id: tel-00725242**

**<https://theses.hal.science/tel-00725242>**

Submitted on 24 Aug 2012

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

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

N° d'ordre : D. U : 1959

EDSPIC : 449

# **Université Blaise Pascal – Clermont II**

ÉCOLE DOCTORALE  
SCIENCES POUR L'INGÉNIEUR DE CLERMONT-FERRAND

## **T h è s e**

Présentée par

**FATHE BOUTELDJA**

Ingénieur en Travaux Publics (ENTP Alger)

Pour obtenir le grade de

**DOCTEUR D'UNIVERSITÉ**

**SPECIALITÉ : GENIE CIVIL**

# **Diagnostic en place et prévision de l'évolution d'un système d'assainissement non collectif**

Soutenue publiquement le 12 octobre 2009 devant le jury :

MM	S. Barraud	Rapporteur
	D. Boissier	examineur, directeur de thèse
	P. Breul	examineur, co-directeur
	J. P. Gourc	Rapporteur
	A. Grasmick	examineur
	P. Molle	examineur
	C. Vignole	invité

---

## Avant propos

Ce travail de thèse a été réalisé au Laboratoire de Mécanique et Ingénieries (LaMI), sur la base d'un contrat de recherche établi pour le compte de l'entreprise Veolia-Eau. Une partie des travaux menés dans ce cadre a été réalisée avec le Cemagref de Lyon sur tout ce qui concerne les aspects biochimiques.

Je tiens à remercier vivement et à exprimer ma reconnaissance à mon directeur et à mon co-directeur de thèse, Mr Daniel Boissier et Mr Pierre Breul qui sont à l'origine de ce projet, pour m'avoir accordé leur confiance, m'avoir fait part de leurs idées brillantes et pour leurs conseils, orientations et leur disponibilité.

Je remercie respectueusement les membres du jury pour l'honneur qu'ils m'ont fait d'accepter de juger ce travail de thèse.

Je remercie également tous les professeurs de l'équipe géotechnique qui ont contribué à ma recherche.

Je tiens à remercier l'équipe du Cemagref de Lyon pour leur collaboration tout au long de ce projet sans oublier les responsables de ce projet au niveau de l'entreprise Veolia-Eau.

Je tiens à remercier ma famille et mon épouse, Zineb, pour leur patience et leur encouragement soutenu qui m'ont permis de surmonter les difficultés tout au long de ces années.

Je remercie également mes amis et mes collègues qui m'ont donné leur précieux soutien moral. Mes remerciements se dirigent naturellement à tous ceux qui m'ont aidé de proche ou de loin.

---

## Résumé

Les filières d'Assainissement Non Collectif (ANC) du fait de leur intérêt technique et économique connaissent un développement important. À ce jour, les gestionnaires de ce type d'ouvrages cherchent à mieux comprendre les phénomènes régissant leur fonctionnement et tentent ainsi d'améliorer cette filière sur le plan de la durabilité, de la fiabilité et de l'optimisation en s'appuyant sur des recommandations scientifiquement étayées auxquelles les études menées dans ce travail s'attachent à répondre.

Les principaux objectifs industriel et scientifique de cette thèse étaient de mieux comprendre le fonctionnement de ces systèmes et de développer une méthodologie de diagnostic de leur état par la mise au point d'outils et de méthodes adaptés à ce type d'ouvrage.

Nous avons proposé dans ce travail une démarche originale d'estimation de la perméabilité saturée ou non d'un sol in situ. Cette démarche est basée d'une part sur des informations de résistance et de granulométrie obtenues par couplage de mesures pénétrométriques et endoscopiques et d'autre part sur la connaissance de la relation résistance densité obtenue dans une base de données de matériaux. Cette démarche a été validée au laboratoire et utilisée in situ.

Nous avons aussi proposé une méthodologie de diagnostic basée sur l'utilisation conjointe d'outils non destructifs et rapides à mettre en œuvre à partir de différentes études réalisées in situ tant sur des ouvrages réels que sur des ouvrages expérimentaux grandeur nature. Cette méthodologie est basée principalement sur la comparaison de la conductivité hydraulique mesurée en place avec l'intervalle de préconisation défini à partir des études expérimentales pour juger de l'état de fonctionnement d'un filtre en termes de performances épuratoires et de pérennité du système. Cette méthodologie constitue un véritable outil pour les gestionnaires car elle permet d'accéder aux informations relatives à l'emplacement du filtre, à sa géométrie (surface, couches, épaisseurs...), aux caractéristiques de son matériau de filtration (granulométrie, état de serrage) et à son état général vis-à-vis du colmatage et des conditions de développement de la biomasse. Enfin, cette méthodologie permettra à terme de suivre l'évolution des filtres et de donner des préconisations quant aux matériaux utilisables et à leur mise en œuvre.



---

## Abstract

Non-collective cleansing systems regain a most important development because of their technical and economic interests. To date, the managers of these systems seek to better understand their functioning and try to improve their durability, reliability and optimization based on scientific recommendations. In this context, the main objective of this study is to improve a method of diagnosis that allow to assess the functioning of Non Collective Cleansing systems by developing new in situ tools based on testing of specially designed for this kind of systems.

In this work, a new method has been developed for in-situ evaluation of saturated hydraulic conductivity of granular soils employed in Non collective Cleansing. This method is based on assessment models and on tools for in-situ testing that provide the input parameters of these models. This method is then validated by both laboratory and in situ experimentations.

In addition, a diagnosis method has been developed for these systems employing quick and non-destructive testing tools. This method has been validated on real and experimental sites. This method constitute a real tool for manager of these systems because it provides access to information about the location of the soil filter, his geometry (surface, layers and his thickness...), the characteristics of soils used (grain size, dry density) and his general state in relation with the clogging and the conditions for developing biomass. In the future, this method will track the evolution of these systems and provide recommendations on materials used and their implementation.

---

## Liste des symboles

A : section transversale de l'échantillon en (m<sup>2</sup>)  
C<sub>c</sub> : coefficient de courbure  
C<sub>u</sub> : coefficient d'uniformité  
C<sub>V</sub> : coefficient de variation  
C<sub>0</sub> : facteur de forme des particules  
CRE : courbe de rétention d'eau  
d<sub>10</sub>, d<sub>30</sub>, d<sub>60</sub> : diamètres effectifs en mm  
D<sub>max</sub> : diamètre maximum des particules en mm  
DBO<sub>5</sub> : demande biochimique en oxygène en 5 jours en mg O<sub>2</sub>.L<sup>-1</sup>  
DCO : demande chimique en oxygène en mg O<sub>2</sub>.L<sup>-1</sup>  
e : l'indice des vides  
e<sub>min</sub> : l'indice des vides minimum  
e<sub>max</sub> : l'indice des vides maximum  
E<sub>c</sub> : coefficient d'écoulement en seconde  
E<sub>T</sub> : écart relatif entre k<sub>s</sub><sup>T</sup> et k<sub>s</sub><sup>D</sup>  
E<sub>M</sub> : écart relatif entre k<sub>s</sub><sup>M</sup> et k<sub>s</sub><sup>D</sup>  
EQM : écart quadratique moyen  
h<sub>co</sub> : la pression capillaire d'eau en m  
i : gradient hydraulique  
k<sub>s</sub> : conductivité hydraulique saturée en m/s  
k<sub>s</sub><sup>D</sup> : conductivité hydraulique saturée mesurée par l'essai Darcy en m/s  
k<sub>s</sub><sup>T</sup> : conductivité hydraulique saturée estimée à partir de la granulométrie par tamisage en m/s  
k<sub>s</sub><sup>M</sup> : conductivité hydraulique saturée estimée à partir de la méthodologie in situ en m/s  
k<sub>u</sub> : conductivité hydraulique non saturée en m/s  
k<sub>r</sub> : conductivité hydraulique relative en m/s  
L : longueur de l'échantillon en m  
Moy : valeur moyenne  
MES : matières en suspension en mg.L<sup>-1</sup>  
n : porosité en %  
N-NH<sub>4</sub><sup>+</sup> : azote ammoniacal en mg N.L<sup>-1</sup>  
N-NO<sub>3</sub><sup>-</sup> : azote des ions nitrates en mg N.L<sup>-1</sup>  
N-NO<sub>2</sub><sup>-</sup> : ions nitrites en mg N.L<sup>-1</sup>  
q<sub>d</sub> : résistance mécanique en MPa  
Q : débit traversant un volume de sol en m<sup>3</sup>/s  
r : rayon de courbure du ménisque air-eau en m  
S<sub>a</sub> : composante d'adhésion du degré de saturation S<sub>r</sub>  
S<sub>c</sub> : composante capillaire du degré de saturation S<sub>r</sub>  
S<sub>e</sub> : degré de saturation effectif en %  
S<sub>r</sub> : degré de saturation  
S<sub>res</sub> : degré de saturation résiduel  
S<sub>0</sub> : surface spécifique en cm<sup>-1</sup>  
T : température en °C  
v : vitesse d'écoulement en m/s  
VBS : valeur de bleu de méthylène  
V<sub>pi</sub> : volume des pores en cm<sup>3</sup>  
w : teneur en eau massique (%)

---

$\Delta h$  : charge hydraulique en m  
 $\gamma_s$  : poids volumique des grains solides en  $\text{kN/m}^3$   
 $\gamma_d$  : poids volumique sec en  $\text{kN/m}^3$   
 $\gamma_{d \min}$  : poids volumique sec minimum en  $\text{kN/m}^3$   
 $\gamma_{d \max}$  : poids volumique sec maximum en  $\text{kN/m}^3$   
 $\gamma_{\text{OPN}}$  : poids volumique à l'Optimum Proctor Normal en  $\text{kN/m}^3$   
 $\gamma_{\text{OPM}}$  : poids volumique à l'Optimum Proctor Modifié en  $\text{kN/m}^3$   
 $\mu$  : viscosité dynamique en  $\text{kPa}\cdot\text{s}$   
 $\psi$  : succion matricielle en  $\text{kPa}$   
 $\psi_e$  : pression d'entrée d'air en  $\text{kPa}$   
 $\psi_r$  : succion résiduelle en  $\text{kPa}$   
 $\sigma_{ua}$  : pression d'air du sol en  $\text{kPa}$   
 $\sigma_{uw}$  : pression de l'eau interstitielle en  $\text{kPa}$   
 $\sigma_{aw}$  : tension de surface air-eau en  $\text{kN/m}$   
 $\Theta_n$  : teneur en eau normalisée  
 $\theta$  : teneur en eau volumique  
 $\theta_r$  : teneur en eau volumique résiduelle  
 $\theta_s$  : teneur en eau volumique à saturation  
 $\beta_d$  : angle de contact entre l'eau et les grains en degré  
 $\underline{v}$  : indicateur de dispersion  
 $\bar{\quad}$  : indicateur de moyenne

---

# Sommaire

<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>1</b>
<b>PARTIE I : LES ANC : PROBLEMATIQUES INDUSTRIELLE ET SCIENTIFIQUE .....</b>	<b>4</b>
CHAPITRE 1 : L'EAU ET LES FILIERES D'ASSAINISSEMENT .....	4
1.1. Introduction .....	4
1.2. Eau, problèmes environnementaux et histoire réglementaire.....	4
1.3. Rôle de l'assainissement dans la protection de l'eau.....	7
1.4. Généralités sur les filières de l'assainissement .....	7
1.5. L'assainissement non collectif (ANC).....	9
CHAPITRE 2 : LES FILTRES A SABLE .....	17
2.1. Introduction .....	17
2.2. Fonctionnement hydraulique des filtres à sable .....	17
2.3. Fonctionnement biophysique et épuratoire des filtres à sable.....	19
2.4. Dimensionnement des filtres à sable verticaux drainés : cadre réglementaire .....	24
2.5. Pathologie et colmatage des filtres à sable .....	25
2.6. Optimisation des performances épuratoires des filtres à sable .....	31
2.7. Diagnostic des installations.....	32
2.8. Conclusions .....	34
CHAPITRE 3 : PROBLEMATIQUES INDUSTRIELLE ET SCIENTIFIQUE .....	35
3.1. Les conditions limites de bon fonctionnement d'un anc .....	35
3.2. Problématique industrielle .....	36
3.3. Problématique scientifique : Estimation de la conductivité hydraulique en place.....	37
<b>PARTIE II : ESTIMATION EN PLACE DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE DES FILTRES..</b>	<b>39</b>
INTRODUCTION : RAPPEL DE LA DEMARCHE GLOBALE ADOPTEE .....	39
CHAPITRE 1 : ETUDE EXPERIMENTALE DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE .....	41
1.1. Démarche expérimentale mise en place .....	41
1.2. Caractéristiques géotechniques des matériaux de référence étudiés.....	42
CHAPITRE 2 : ESTIMATION DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE SATUREE .....	48
2.1. Introduction .....	48
2.2. Eléments bibliographiques .....	48
2.3. Estimation de conductivité hydraulique saturée des filtres d'ANC .....	63
2.4. Conclusions .....	76
CHAPITRE 3 : ESTIMATION DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE NON SATUREE EN PLACE .....	78
3.1. Introduction .....	78
3.2. Synthèse bibliographique.....	78
3.3. Evaluation de l'état hydrique et de la conductivité hydraulique dans les filtres en place : Résultats et discussion .....	105
3.4. Conclusions .....	119
<b>PARTIE III : OUTILS ET METHODOLOGIE DE DIAGNOSTIC IN SITU .....</b>	<b>120</b>
INTRODUCTION .....	120
CHAPITRE 1 : ESTIMATION DES SEUILS DE BONNES PERFORMANCES EPURATOIRES .....	121
1.1. Problématique industrielles : Seuils de conductivité hydraulique.....	121
1.2. Etude expérimentale sur colonnes .....	122
CHAPITRE 2 : LE DIAGNOSTIC DES FILTRES A SABLE .....	128
2.1. Introduction .....	128
2.2. Paramètres à identifier .....	128
2.3. Contraintes techniques .....	129
2.4. Outils de diagnostic proposés.....	129
2.5. Conclusion.....	139
CHAPITRE 3 : EVALUATION ET VALIDATION DES OUTILS DE DIAGNOSTIC : RESULTATS ET DISCUSSION .....	140

---

---

3.1. Démarche et plan d'expérience .....	140
3.2. Calibration, validation et étude de la sensibilité des outils de caractérisation des sables.....	141
3.3. Etude de calibration de la sonde de résistivité électrique sur colonnes .....	149
3.4. Suivi de l'évolution du milieu filtrant par les outils de mesure (colonne Cemagref).....	154
3.5. Pertinence de la géoendoscopie pour caractériser l'évolution de la colonisation.....	169
3.6. Bilan sur les outils .....	176
<b>CHAPITRE 4 : VALIDATION DES OUTILS SUR DES OUVRAGES REELS .....</b>	<b>177</b>
4.1. Objectif.....	177
4.2. Description des sites et des ouvrages diagnostiqués .....	177
4.3. Réponses des différents outils .....	179
4.4. Intérêts et limites des outils de mesure .....	206
4.5. Les outils retenus .....	207
<b>CHAPITRE 5 : METHODOLOGIE DE DIAGNOSTIC ET ESTIMATION DES PERFORMANCES HYDRAULIQUES EN PLACE</b> .....	<b>208</b>
5.1. Introduction .....	208
5.2. Méthodologie de diagnostic.....	208
5.3. Estimation de la conductivité hydraulique en place : couplage des réponses d'outils.....	210
5.4. Conclusions .....	220
5.5. Exemple de diagnostic du filtre Véolia .....	220
<b>CHAPITRE 6 : DEVELOPPEMENT D'UNE METHODOLOGIE D'EXPERTISE DES OUVRAGES D'ANC (NOTATION DES</b> <b>FILTRES) .....</b>	<b>225</b>
6.1. Objectifs.....	225
6.2. Démarche de notation.....	225
6.3. Grille d'évaluation.....	226
6.4. Notation des filtre .....	228
6.5. Représentations graphiques (Radar d'évaluation).....	233
<b>CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES .....</b>	<b>236</b>
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....</b>	<b>239</b>
<b>ANNEXES .....</b>	<b>253</b>
ANNEXE 1 : LES FILIERES D'ANC.....	254
ANNEXE 2 : MESURE DE $K_s$ PAR LA METHODE DU PERMEAMETRE CYLINDRIQUE TYPE DARCY .....	259
ANNEXE 3 : METHODES DIRECTES DE DETERMINATION DE $K_u$ .....	261
ANNEXE 4 : DETERMINATION DES COURBES DE RETENTION HYDRIQUE DES SOLS PAR LA METHODE DU BAC A SABLE ET A KAOLIN .....	263
ANNEXE 5 : ESSAIS DE PERMEABILITE DANS LES COLONNES CEMAGREF .....	269

---

---

## Liste des figures

Figure 1 : Usage de l'eau en France .....	5
Figure 2 : Schéma général d'un système d'ANC .....	10
Figure 3 : Coupe longitudinale d'un filtre à sable vertical drainé.....	14
Figure 4 : Coupe transversale d'un filtre à sable vertical drainé.....	14
Figure 5 : Profil hydrique dans deux filtres à sable drainé avec épaisseurs différentes [Faz87] .....	18
Figure 6: Structure des microcolonies [Wan05] .....	20
Figure 7 : Composition moyenne de biofilm de réseaux d'eaux usées [Cha07].....	20
Figure 8 : Schéma représentant la phase de maturation du biofilm [Cha07] .....	22
Figure 9 : Fuseaux granulométriques XP DTU 64.1 et Cemagref du sable utilisable en ANC25	
Figure 10 : Taille des matières en suspension (MES) présentes dans un effluent septique.....	27
Figure 11 : Graphe montrant la mise en régime d'une colonne de sable .....	29
Figure 12 : Exemple de suivi massique pour une colonne de sable pour un régime de 3 bâchées par jour pendant 3 jours suivi d'une période de repos de 4 jours. [Wan05].....	30
Figure 13 : Organigramme explicatif de la démarche scientifique proposée.....	38
Figure 14:Granulométrie des trois sables de référence et présentation des deux fuseaux de préconisation .....	43
Figure 15: Courbes Proctor normal des sables de référence .....	44
Figure 16: Courbes Proctor modifié des sables de référence .....	45
Figure 17 : la tortuosité des chemins d'écoulement d'un sol.....	49
Figure 18 : Test d'infiltration de Grant .....	54
Figure 19 : Valeurs expérimentales de $k_s$ à l'eau obtenues par l'essai Darcy pour les 3 sables de référence .....	64
Figure 20 : Valeurs expérimentales de $k_s$ obtenues par l'essai Darcy à l'effluent et à l'eau claire .....	66
Figure 21 : Evolution de $k_s$ en fonction du colmatage (R-Sograp) .....	67
Figure 22 : Etat du sable R-Sograp après 40 jours d'alimentation.....	68
Figure 23 : $k_s$ déterminée à partir du test de Grant.....	69
Figure 24 : Comparaison de $k_s$ obtenu par le test de Grant et l'essai Darcy pour les 3 sables de référence .....	70
Figure 25 : Comparaison entre les valeurs expérimentales de $k_s$ et les valeurs obtenues par les modèles prédictifs d'Alyamani et Hazen pour les 3 sables de référence .....	73
Figure 26 : Evolution de $k_s$ estimé à partir des modèles prédictifs en fonction de $\gamma_d$ pour les 3 sables de référence .....	76
Figure 27 : Différentes approches utilisées pour déterminer la conductivité hydraulique non saturée.....	82
Figure 28 : Courbe caractéristique de rétention d'eau typique d'un sol [Fre94] .....	83
Figure 29 : Différentes approches utilisées pour obtenir la courbe de rétention d'eau d'un sol [Fre06].....	87
Figure 30 : Les deux composantes du degré de saturation ( $S_c$ et $S_a$ ) dans le modèle de Kovács [Kov81] .....	90
Figure 31 : Démarche d'obtention de $k_u$ dans les filtres d'ANC proposée .....	104
Figure 32 : Répétitivité des mesures de CRE.....	107
Figure 33 : L'effet d'hystérésis et influence de la densité sur la courbe de rétention.....	109
Figure 34 : Influence de la texture sur la courbe de rétention.....	111

---

---

Figure 35 : Comparaison des courbes de rétention estimées avec les courbes expérimentales (en drainage).....	113
Figure 36 : Prise en compte de l'effet d'hystérésis dans le modèle prédictif Aubertin (Maqsoud 2006) .....	116
Figure 37 : Evolution de la conductivité hydraulique non saturée pour les 3 sables de référence .....	118
Figure 38: Schéma du dispositif expérimental de suivi des colonnes.....	123
Figure 39 : Photo et schéma de principe du Panda .....	130
Figure 40 : Exemple de relation résistance de pointe/densité sèche d'un sable.....	131
Figure 41 : Photo et schéma de principe de la géoendoscopie.....	132
Figure 42 : Photos du perméamètre in situ.....	133
Figure 43 : Schéma de principe du résistivimètre .....	134
Figure 44 : Sonde de résistivité électrique locale.....	134
Figure 45 : Analyseur de gaz DrägerSensor XS relié à une sonde fixe lors d'une mesure sur filtres.....	135
Figure 46 : Principe de la tomographie électrique (profil de résistivité globale).....	136
Figure 47 : Photo et schéma d'interrogation du Syscal Pro .....	137
Figure 48 : Profil de résistivité ( $\Omega.m$ ) .....	137
Figure 49 : Système RAMAC (Géoradar).....	138
Figure 50 : Acquisition Géoradar en CMP.....	138
Figure 51: Dispositions des essais Panda dans les moules LGC.....	142
Figure 52: Dispositif de préparation des essais et des moules .....	142
Figure 53 : Résultats des 3 sondages Panda au sein d'un même moule.....	143
Figure 54 : Relation résistance de pointe/ densité sèche obtenues pour les 3 sables de référence .....	144
Figure 55 : Distribution granulométrique par tamisage et par analyse d'image des sables de référence .....	145
Figure 56 : Principe d'injection d'eau à charge constante avec le perméamètre in situ .....	147
Figure 57 : Comparaison entre les conductivités hydrauliques $k_s$ obtenues par le perméamètre in situ et celles mesurés par l'essai Darcy.....	148
Figure 58 : Moule et configuration utilisée pour les mesures de résistivité électrique.....	150
Figure 59: Influence de la densité sèche et de la teneur en eau sur la résistivité électrique (R-Sograp) .....	151
Figure 60: Influence de la densité sèche et de la teneur en eau sur la résistivité électrique (C-Sograp) .....	152
Figure 61 : Résistivité électrique en fonction du degré de saturation (eau claire) (R-Sograp) .....	152
Figure 62 : Résistivité électrique en fonction du degré de saturation (effluent) (R-Sograp). 153	153
Figure 63 : Résistivité électrique en fonction du degré de saturation (eau claire) (C-Sograp) .....	153
Figure 64: Résistivité électrique en fonction du degré de saturation (effluent) (C-Sograp).. 153	153
Figure 65: Vitesse d'infiltration d'eau dans les sables roulé et concassé Sograp .....	156
Figure 66 : Pénétrogrammes des colonnes sable R-Lafarge .....	158
Figure 67 : Pénétrogrammes des colonnes sable R-Sograp .....	159
Figure 68 : Photos du colmatage physique des colonnes compactées R-Sograp à 3 et 6 mois .....	159
Figure 69 : Pénétrogrammes de confirmation des résultats des colonnes Cemagref.....	161
Figure 70 : Courbes granulométriques par analyse d'images des 3 sables de référence (colonnes Cemagref) .....	162

---

---

Figure 71: Résistivité électrique des colonnes R-Lafarge après 3 et 6 mois d'alimentation (Cemagref) .....	162
Figure 72 : Résistivité électrique des colonnes R-Sograp après 0, 3 et 6 mois d'alimentation (Cemagref) .....	164
Figure 73 : Evolution des teneurs en oxygène pour les sables R-Sograp et R-Lafarge compactés en simple charge discontinue .....	166
Figure 74 : Evolution des teneurs en oxygène pour les sables R-Sograp et R-Lafarge compactés en simple charge continu. ....	167
Figure 75 : Evolution des teneurs en oxygène pour le sable R-Lafarge compacté en double charge. ....	168
Figure 76: Protocole expérimental de l'étude du colmatage par Géoendoscopie .....	170
Figure 77: Exemple d'images sable propre et colmaté (R-Sograp) .....	171
Figure 78 : Evolution des paramètres d'analyse d'images (sable propre et colmaté).....	172
Figure 79 : Analyse du colmatage en fonction du temps (R-Sograp) .....	172
Figure 80 : Exemple d'images sable propre et colmaté (C-Sograp) .....	173
Figure 81 : Analyse du colmatage (aplatissement) C-Sograp .....	173
Figure 82: Exemple d'image du sable R. Lafarge à 0 jours (propre) et après 30 jours d'alimentation.....	174
Figure 83 : Analyse du colmatage (aplatissement) R-Lafarge .....	174
Figure 84 : Colonne colmatée (C-Sograp) : images prises en haut au milieu et en bas de la colonne .....	174
Figure 85 : Colonne colmatée (R-Lafarge) : images prises en haut au milieu et en bas de la colonne .....	175
Figure 86: Comparaison du colmatage sur les colonnes R-Sograp avec celles du Cemagref	175
Figure 87 : Emplacement des profils radar sur le filtre GRE.....	181
Figure 88 : Profil radar du filtre GRE .....	182
Figure 89 : Emplacement des profils radar sur le filtre TUR.....	183
Figure 90 : Profil radar du filtre TUR .....	183
Figure 91 : Profil radar du filtre SOR .....	184
Figure 92 : Profil de résistivité globale permettant de localiser le filtre FER.....	185
Figure 93 : Profil de résistivité globale après décalage des sondes .....	185
Figure 94 : Les deux profils longitudinaux de résistivité électrique globale (GAR) .....	186
Figure 95 : Photo de l'implantation des sondes de résistivité globale (TAB).....	186
Figure 96 : Obstacles contraignants d'un filtre (grillage, arbres...) .....	187
Figure 97 : Les deux profils transversaux de résistivité électrique globale (GAR) .....	187
Figure 98 : Emplacement des profils de résistivité globale (filtre Véolia CSTB) .....	188
Figure 99 : Profils électriques obtenus lors de la première campagne de mesures (Compagne 2006).....	189
Figure 100 : Profils électriques obtenus lors de la deuxième campagne de mesures (Compagne 2008).....	190
Figure 101 : Emplacement des essais pénétrométriques et géoendoscopiques (GAR).....	191
Figure 102 : Pénétrogrammes Panda avant et après correction de profondeur (GAR).....	192
Figure 103 : Emplacement des essais ponctuels .....	193
Figure 104 : Comparaison des pénétrogrammes Panda dans le temps (filtre Veolia) 2006 – 2008.....	194
Figure 105 : Caractérisation de la structure du filtre GAR (N°1) .....	195
Figure 106 : Caractérisation de la structure du filtre GAR (N°3) .....	196
Figure 107 : Caractérisation de la structure du filtre GAR (N°4) .....	196
Figure 108 : Analyse du colmatage par analyse d'images (GAR).....	197

---



---

Figure 109 : Caractérisation de la structure du filtre Veolia et analyse du colmatage par géoendoscopie .....	198
Figure 110 : Courbes granulométriques obtenues par tamisage et par analyse d'image (filtre Veolia).....	199
Figure 111 : Comparaison entre granulométrie obtenue par analyse d'images et par tamisage (SOR) .....	199
Figure 112 : Profil de résistivité électrique globale N°2 (filtre Véolia 2008).....	201
Figure 113 : Profil de résistivité électrique globale N°5 (filtre Véolia 2008).....	201
Figure 114 : Emplacement des essais de résistivité électrique locale (VIE).....	201
Figure 115 : Résistivité électrique locale d'un filtre en place (VIE) .....	202
Figure 116 : Profils de teneurs en oxygène sur différents points du filtre Véolia (2006).....	203
Figure 117 : Profils de teneurs en oxygène sur différents points du filtre Véolia (2008).....	204
Figure 118 : Emplacement des mesures de gaz sur le filtre VIE .....	204
Figure 119 : Méthodologie de diagnostic des filtres d'ANC .....	209
Figure 120 : Démarche d'estimation de $k_s$ d'un filtre en place.....	211
Figure 121 : Comparaison des résultats expérimentaux de $k_s$ avec ceux obtenus par la démarche .....	214
Figure 122 : Emplacement des essais sur le filtre Véolia (2009).....	221
Figure 123 : Profils de résistivité électrique globale du filtre Véolia (2009).....	221
Figure 124 : Epaisseur des couches du filtre Véolia (CSTB) .....	222
Figure 125 : Courbe granulométrique obtenue par analyse d'images acquises par géoendoscopie .....	222
Figure 126 : Détermination de la densité sèche à partir de la courbe de calibration .....	223
Figure 127 : Exemple d'un radar de performances .....	225
Figure 128 : Procédure de notation des ouvrages d'ANC.....	226
Figure 129 : Notation de $d_{10}$ .....	229
Figure 130 : Fonction de performance de $d_{10}$ .....	230
Figure 131 : Notation du coefficient d'uniformité $C_u$ .....	230
Figure 132 : Fonction de performance de $C_u$ .....	231
Figure 133 : Notation du pourcentage de fines (%) .....	231
Figure 134 : Fonction de performance du pourcentage de fines .....	232
Figure 135 : Autres approches d'évaluation du niveau 4.....	233
Figure 136 : Radar global (REN) .....	234
Figure 137 : Radars Conception et fonctionnement (REN) .....	235
Figure 138 : Coupe transversale d'un filtre à sable vertical non drainé.....	254
Figure 139 : Schéma du principe du filtre horizontal drainé.....	255
Figure 140 : Coupe longitudinale du tertre d'infiltration (version avec poste de relevage) ..	256
Figure 141 : Schéma du principe de l'épandage souterrain en terrain plat .....	257
Figure 142 : Coupe transversale de la tranchée filtrante .....	257
Figure 143 : Coupe longitudinale d'un filtre à massif de zéolithe .....	258
Figure 144 : Essais de conductivité hydraulique saturée à charge constante.....	260
Figure 145 : $k_s$ des colonnes R-Lafarge mesurées par le perméamètre in situ.....	269

---

---

## Liste des tableaux

Tableau 1 : Exemples de pays défavorisés pour l'usage de l'eau .....	5
Tableau 2 : Caractéristiques des effluents bruts, septiques et traités d'après les données bibliographiques .....	11
Tableau 3 : Estimation de la durée de vie ( $\Delta t$ ) des deux réacteurs [Cha07] .....	31
Tableau 4 : Origines des sables de référence .....	42
Tableau 5 : Caractéristiques granulométriques des 3 sables de référence .....	43
Tableau 6: Caractéristiques Proctor des sables de référence (Proctor normal et modifié) .....	45
Tableau 7: Densités minimales et maximales des sables de référence .....	46
Tableau 8: VBS, coefficient d'écoulement et classification GTR des sables de référence .....	46
Tableau 9: Ordres de grandeurs de la conductivité hydraulique saturée.....	51
Tableau 10 : $k_s$ à l'eau et à l'effluent pour différents états de densité et pour les trois sables de référence .....	64
Tableau 11 : Résultats des tests de Grant pour les 3 sables de référence : $k_s$ et $S_r$ .....	69
Tableau 12 : $k_s$ expérimentaux et estimés par les différents modèles prédictifs basés sur la distribution granulométrique pour les 3 sables de référence.....	71
Tableau 13 : EQM des différents modèles prédictifs de $k_s$ basés sur la distribution granulométrique pour les 3 sables de référence .....	72
Tableau 14 : EQM des modèles prédictifs de $k_s$ basés sur la distribution granulométrique, la porosité et la prise en compte ou non du facteur de forme .....	73
Tableau 15 : $k_s$ estimées par les modèles prédictifs basés sur la distribution granulométrique, la porosité et la prise en compte ou non du facteur de forme.....	74
Tableau 16 : Principaux modèles empiriques d'obtention de la courbe de rétention [Fre06] .	85
Tableau 17 : Les différentes techniques de détermination de la courbe de rétention d'eau ....	88
Tableau 18 : Pourcentage maximum de variabilité due aux différentes sources d'incertitude	98
Tableau 19 : Quelques modèles empiriques de $k_u$ .....	100
Tableau 20 : Quelques modèles statistiques de la fonction conductivité hydraulique basées sur la CRE et la conductivité hydraulique saturée (selon [Fre06]) .....	103
Tableau 21 : Nombre de CRE en drainage et en humidification .....	106
Tableau 22 : Pourcentage de variabilité de la mesure expérimentale .....	107
Tableau 23 : Pourcentages d'écart entre les CRE dus à la densité.....	110
Tableau 24 : Pourcentages d'écart entre les CRE dus à l'ajustement numérique .....	110
Tableau 25 : Pourcentages d'écart entre les CRE en drainage et humidification .....	111
Tableau 26 : Ecart entre les CRE estimées et expérimentales (en drainage).....	114
Tableau 27 : pourcentage d'écarts entre les CRE estimées par le modèle Aubertin et expérimentales (en humidification).....	115
Tableau 28 : Conductivité hydraulique non saturée des 3 sables de référence .....	118
Tableau 29 : Concentrations des charges polluantes retenues .....	124
Tableau 30 : Synthèse des performances épuratoires sur colonnes .....	125
Tableau 31 : Gamme de fonctionnement du perméamètre léger in situ.....	133
Tableau 32 : Comparaison entre les caractéristiques granulométriques obtenues par tamisage et analyse d'images .....	146
Tableau 33 : Ordre de grandeur de la résistivité électrique de certains sols [Rey05] .....	149
Tableau 34: Influence du volume de l'échantillon sur la résistivité électrique.....	150
Tableau 35 : Nombre de colonnes auscultées .....	154
Tableau 36: Etat de compacité des sols grenus [Mag00] .....	155

---

---

Tableau 37 : Densité des colonnes, indice de compacité $I_d$ et degré de compactage $D_c$ (R-Lafarge) .....	155
Tableau 38 : Densité des colonnes, indice de compacité $I_d$ et degré de compactage $D_c$ (R-Sograp) .....	156
Tableau 39 : Comparaison des densités mesurées par pesée et calculées à partir de la courbe de calibration (R-Lafarge) .....	160
Tableau 40 : Comparaison des densités mesurées par pesée et calculées à partir de la courbe de calibration (R-Sograp) .....	160
Tableau 41 : Confirmation des densités déterminées à partir de la courbe de calibration .....	160
Tableau 42 : Degré de saturation estimé à partir de la résistivité électrique .....	165
Tableau 43 : Teneurs en oxygène minimales observées en simple charge .....	167
Tableau 44: densités sèches des colonnes testées .....	170
Tableau 45 : Caractéristiques générales des ouvrages diagnostiqués dans le Tarn et à Toulouse .....	179
Tableau 46 : Nombre d'essais effectués lors des campagnes de mesure .....	180
Tableau 47 : diamètres effectifs $d_{10}$ et $d_{60}$ ainsi que le $C_u$ obtenus par tamisage et analyse d'images .....	199
Tableau 48 : Mesures de résistivité électrique locale (filtre Véolia 2008) .....	200
Tableau 49 : Teneurs en $O_2$ d'un filtre d'ANC (VIE) .....	205
Tableau 50 : Intérêts et limites de fonctionnement des outils de diagnostic .....	206
Tableau 51 : $k_s$ estimée à partir de la courbe granulométrique par tamisage et la densité par pesée .....	212
Tableau 52 : $k_s^M$ estimée à partir de la démarche proposée .....	213
Tableau 53 : Ecart moyens (en %) entre les méthodes d'estimation et les mesures expérimentaux .....	215
Tableau 54 : Incertitudes des mesures Darcy .....	215
Tableau 55 : Coefficient de variation de $k_s$ par la méthode 1 ( $k_s$ laboratoire) .....	217
Tableau 56 : Coefficient de variation de $k_s$ par la méthode 2 .....	218
Tableau 57 : Coefficient de variation total de $k_s$ pour la méthode 3 .....	219
Tableau 58 : Ecart moyens entre la méthode 3 (BDD) et les mesures expérimentales .....	220
Tableau 59 : Caractéristiques granulométriques déterminées par analyse d'images .....	223
Tableau 60 : Mesure de gaz (filtre Véolia 2009) .....	224
Tableau 61 : Performances épuratoires du filtre Véolia (2009) .....	224
Tableau 62 : Informations générales sur l'ouvrage d'ANC .....	227
Tableau 63 : Grille d'évaluation .....	227
Tableau 64 : Notation de $d_{10}$ .....	229
Tableau 65 : Notation du coefficient d'uniformité $C_u$ .....	230
Tableau 66 : Notation du pourcentage de fines dans le sable .....	231
Tableau 67 : $k_s$ des colonnes R-Lafarge mesurées par le perméamètre in situ .....	269

---

## INTRODUCTION GENERALE

### ▪ *Contexte général*

Après des siècles d'activités humaines non contrôlées, il y a enfin une prise de conscience des risques liés à l'environnement ; cette prise de conscience n'est pas due au hasard mais au constat des changements que subit notre environnement et de leurs conséquences négatives (réchauffement climatique, pollution de l'air, pollution de l'eau, déchets ménagers...).

L'eau est la source de toute vie ; or, sa pollution et sa raréfaction sont aujourd'hui reconnues et la protection de cette richesse est la protection de la vie.

L'eau destinée à l'alimentation humaine et aux différentes activités provient principalement des rivières, des lacs et des gisements souterrains. La dégradation de la qualité des ressources en eau, sous l'effet des rejets d'eaux polluées, peut non seulement détériorer gravement l'environnement, mais aussi entraîner des risques de pénurie. Certains pays disposent de ressources en eau suffisantes pour satisfaire leurs besoins en quantité, mais c'est dans la dégradation de leur qualité qu'il y a risque. Trop polluées, les réserves d'eau pourraient ne plus être utilisables afin de produire de l'eau potable, sinon à des coûts très élevés, du fait de la complexité des techniques à mettre en œuvre pour rétablir la qualité. C'est pourquoi le traitement des eaux usées avant leur rejet s'impose afin de limiter le plus possible la pollution de nos réserves en eau et protéger durablement notre environnement. La solution actuelle est celle de l'assainissement.

Il existe deux grandes familles d'assainissement : collectif (AC), non collectif (ANC). En France, l'ensemble du territoire est divisé en zones AC et ANC, et contrairement à ce qui existe en Allemagne par exemple, le potentiel de l'ANC est très fort (14 millions d'habitants sont concernés) du fait de la répartition de la population sur tout le territoire.

Au delà du cadre réglementaire français défini par la loi française sur l'eau N°92-3 du 3 janvier 1992 [Loi92], remplacée récemment par celle du 30 décembre 2006 [Loi06], c'est la directive du conseil européen du 21 mai 1991 [Dir91] qui fixe les objectifs en terme de traitement des eaux usées au niveau Européen. Cette loi fixe des normes très strictes en matière de rejet des eaux usées dans le milieu naturel. Pour les petites collectivités situées dans les zones d'ANC cela se traduit par l'obligation pour celles qui comptent plus de 2000 équivalent-habitants noté « EH » (charge organique biodégradable ayant une demande biochimique d'oxygène en cinq jours  $DBO_5 = 60 \text{ g O}_2/\text{j}$ ) [Dir91] de disposer d'un système de collecte des eaux usées et d'être reliées à une installation de traitement et ce avant le 31 décembre 2005. Les communes sont tenues d'assurer le contrôle des installations par un Service Public d'Assainissement Non Collectif (SPANC). Pour les communes de moins de 2000 EH qui disposent d'un réseau de collecte, elles ont également l'obligation de traiter les rejets de ce dernier.

### ▪ *Une demande de recherche scientifique*

Le fonctionnement des ouvrages d'ANC fait intervenir de nombreux phénomènes. Le comportement biologique, hydraulique et mécanique (colonisation par la biomasse,

infiltration de l'effluent, état de serrage du sol lors de l'infiltration des eaux usées), est difficile à appréhender devant les différents processus en interaction entre le milieu poreux et les polluants, la pathologie principale de ce type de procédé étant le colmatage du matériau filtrant.

Des chercheurs [Gra97], [Lie00]... ont proposé une approche simplificatrice pour juger de l'état d'un filtre et de son évolution future. Cette approche est basée sur la notion de conductivité hydraulique qui est le paramètre le plus important gouvernant le fonctionnement de ces systèmes : une conductivité hydraulique trop forte engendre de mauvaises performances épuratoires, par contre une conductivité hydraulique trop faible donne au filtre une durée de vie trop courte (colmatage précoce). Il paraît alors intéressant de définir des seuils de conductivité hydraulique maximum et minimum afin d'assurer cette filtration optimale et d'augmenter aussi la durée de vie des ouvrages d'ANC.

L'objectif scientifique de cette thèse est d'accroître les connaissances en matière de fonctionnement de ces ouvrages selon les caractéristiques des matériaux utilisés (granulométrie, forme des particules, état de serrage...) et selon les apports (quantités, fréquence) ; il est nécessaire pour cela d'étudier les comportements et les mécanismes qui se développent au sein de ces filtres (développement de la biomasse, problème hydrodynamiques...)

- *Une demande de recherche industrielle*

Aujourd'hui, si l'ANC bénéficie d'un regain d'intérêt, c'est qu'il a fait la preuve de sa performance. Il est devenu un mode d'épuration aussi performant que l'assainissement collectif [Rec08]. Il permet de rejeter des effluents avec un niveau d'épuration acceptable pour le milieu naturel à condition que les ouvrages soient bien conçus et entretenus. Afin de satisfaire cette condition, la mise en place de certaines filières, recommandées dans l'arrêté du 6 mai 1996 [Arr96], a fait l'objet de la norme expérimentale XP P 16-603, plus connue sous le nom de DTU 64.1 [XP98]. Cette norme a été révisée dernièrement et renommée en XP DTU 64-1 (mars 2007) [XP07]. Ces normes restent évasives en ce qui concerne les matériaux utilisables, leur mise en œuvre et le dimensionnement de ce type d'ouvrage. De plus, les gestionnaires de ce type d'ouvrage ne disposent pas à l'heure actuelle d'outils et de méthodes leur permettant d'effectuer un diagnostic, et donc d'en connaître l'état, le comportement et l'évolution futures.

L'objectif industriel est tout d'abord de proposer ou de développer un ensemble d'outils adaptés aux contraintes de site permettant la mesure in situ des paramètres pertinents vis-à-vis de l'état (en réception ou en diagnostic) d'un ouvrage par des investigations au cœur des massifs filtrants sans les détériorer. Il est aussi de proposer une méthodologie générale de contrôle, de suivi et de diagnostic afin d'estimer l'état du filtre, ses performances, son évolution et son comportement futur.

L'objectif industriel à plus long terme non intégré dans le cadre de cette thèse est de mettre en place des préconisations de conception et de réalisation basées sur des estimations de durée de vie de ces ouvrages.

- *Cadre de la thèse*

En réponse à cette double demande, la problématique de ce travail s'est concentrée sur le fonctionnement physique, hydrologique et épuratoire des filtres à sable verticaux et plus particulièrement sur les filtres drainés. Le choix s'est porté sur ce type de filtre car c'est la technique actuellement la plus répandue et la plus développée en ANC.

Dans ce contexte, nous avons choisi d'adopter une démarche globale composée de deux aspects : un aspect plus académique consacré à l'estimation de la conductivité hydraulique en place de ces ouvrages et un aspect plus appliqué qui apporte des premiers éléments de réponse à la demande industrielle.

▪ *Organisation du mémoire de thèse*

Ce mémoire est structuré en trois parties :

La première partie a pour but de décrire le contexte, la technique de l'épuration par les ANC, la problématique et les objectifs du projet ; elle contient une revue bibliographique qui justifie les objectifs de ce projet. Elle est composée de trois chapitres. Les deux premiers chapitres présentent la problématique globale de la gestion de l'eau, puis plus particulièrement la technique d'épuration par filtre à sable (son fonctionnement, ses paramètres de conception et de dimensionnement, ses dysfonctionnements...). Ces éléments bibliographiques permettent de mettre en avant les paramètres clés qui seront impliqués dans les deux parties II et III de ce rapport. Le troisième chapitre précise les objectifs scientifiques et industriels de cette thèse.

La deuxième partie présente et analyse les résultats obtenus par l'expérimentation en laboratoire sur l'estimation de la conductivité hydraulique saturée (section 1) et sur l'estimation de la conductivité hydraulique non saturée (section 2). Dans chaque section et avant la présentation des résultats expérimentaux, une étude bibliographique complète est présentée.

La troisième et dernière partie de ce rapport porte sur les réponses des différents outils de mesure proposés et sur la validation de la méthodologie de diagnostic mise en œuvre. Les apports et les limites de cette méthodologie sont enfin discutés.

## **PARTIE I : LES ANC : PROBLEMATIQUES INDUSTRIELLE ET SCIENTIFIQUE**

### **CHAPITRE 1 : L'EAU ET LES FILIERES D'ASSAINISSEMENT**

#### **1.1. INTRODUCTION**

Dans ce premier chapitre nous présentons tout d'abord un bilan général des problèmes environnementaux concernant l'eau et un historique de la réglementation concernant la protection de cette ressource. Ensuite nous exposons le rôle de l'assainissement dans la protection de l'environnement ainsi que les différentes techniques de dépollution existant à l'heure actuelle (collectif et non collectif). Finalement, nous focalisons cette étude bibliographique sur les techniques d'assainissement non collectif constituant l'objet principal de ce projet.

#### **1.2. EAU, PROBLEMES ENVIRONNEMENTAUX ET HISTOIRE REGLEMENTAIRE**

##### **1.2.1. Problématique de l'eau potable dans le monde**

L'eau est l'une des ressources les plus importantes de la planète ; cependant, l'alimentation en eau est limitée en quantité.

Il y a en effet 2 % de l'eau de la Terre qui se trouve sous forme de glace, tandis que 0,58 % se trouve dans les rivières et les lacs. Les nappes d'eaux souterraines sont évaluées avec beaucoup d'incertitude à seulement 0,02 % de la quantité d'eau totale, et environ la moitié de cette eau souterraine est localisée à des profondeurs supérieures à 800 m. Enfin, l'atmosphère contient seulement 0,001 % de l'eau de la Terre.

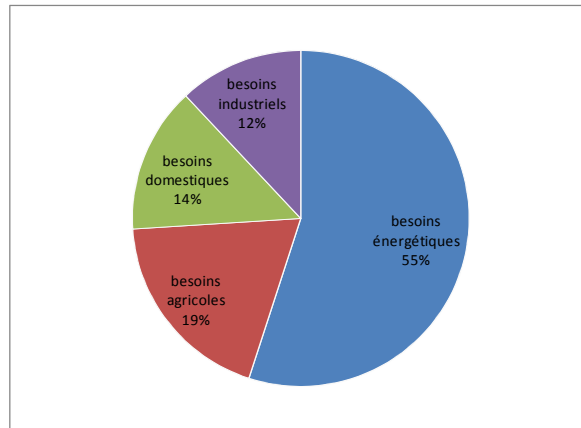
Outre cette limitation en quantité de la ressource eau, il y a une hétérogénéité spatiale. En effet, l'eau douce et la pluie ne sont pas uniformément distribuées à la surface de la terre et c'est pour cette raison que plusieurs régions dans le monde font face actuellement à la sécheresse.

Enfin, il y a aussi une limitation en qualité de cette ressource car l'humanité a pollué et continue à polluer certaines réserves d'eau douce à cause du manque de planification et des pratiques irresponsables contribuant ainsi au déficit global en eau potable.

##### **1.2.2. Les usages de l'eau en France**

En France, la quantité d'eau nécessaire aux usages est prélevée principalement dans les eaux de surfaces (rivières, lacs) et les eaux souterraines (nappes). Les prélèvements d'eau sont évalués à 33 milliards de m<sup>3</sup>/an, soit 19 % d'une ressource totale estimée à 173 milliards de m<sup>3</sup> [Bor07].

La quantité d'eau prélevée provient pour 81 % des eaux de surfaces et 19 % des eaux souterraines. Elle est utilisée pour [Bor07]:



**Figure 1 : Usage de l'eau en France**

Les ressources sont d'environ 3000 m<sup>3</sup>/an/habitant, les prélèvements de 550 m<sup>3</sup>/an/habitant et la consommation nette de 90 m<sup>3</sup>/an/habitant. Sachant que les organismes internationaux, dont les nations unies, fixent à 50 L/j/hab. (équivalent à 18,2 m<sup>3</sup>/an/habitant) la consommation minimum d'eau pour les besoins domestiques (boire, cuisiner, se laver et évacuer les déchets) [Anc08], la France est donc un pays privilégié pour l'usage de l'eau.

A l'échelle mondiale, la moyenne de la consommation domestique est de 63,3 m<sup>3</sup>/j/habitant, soit 173 L/j/habitant. Cette valeur globale est bien au-delà du plancher établi à 50 l/j/habitant, par contre elle masque une très grande variabilité. Les statistiques pays par pays, révèlent que 44 pays ont une consommation journalière moyenne inférieure au plancher défini. Le Tableau 1 donne quelques exemples de pays pour lesquels la valeur moyenne de la consommation domestique est inférieure au seuil de 50 L/j/hab. Il est à noter qu'en contrepartie, 38 pays consomment en moyenne plus de 250 l/j/hab., le Canada et la Nouvelle-Zélande se situant en tête de liste.

Pays	Consommation (l/j/hab.)
Ethiopie	1
Erythrée	9
Somalie	10
Tchad	16
Burkina-Faso	20
Côte d'Ivoire	37
Bangladesh	47
Paraguay	49

**Tableau 1 : Exemples de pays défavorisés pour l'usage de l'eau**

### 1.2.3. Problématique de qualité

La pollution peut être définie par la dégradation ou la modification de l'équilibre d'un milieu aquatique par introduction d'une substance provenant de l'activité humaine. Ce phénomène de pollution peut être compensé ou atténué par l'auto épuration naturelle, la dilution par des apports d'eau extérieurs ou des actions humaines de dépollution [Bor07].



La pollution issue des diverses activités humaines rejoint en premier lieu les cours d'eau, le principal danger constitué par cette pollution résidant dans sa diffusion assez rapide et assez large.

La pollution des eaux souterraines issue des sources domestiques, agricoles et industrielles est en augmentation en Europe. Il s'agit de rejets directs (effluents) ou indirects (à partir des engrais et des pesticides), ainsi que du lixiviat provenant des décharges de déchets.

Face à ces pollutions, d'importantes mesures de prévention des risques de pollution peuvent être mises en place ; ces pollutions sont principalement de nature :

- physique : température (centrales thermiques) et matières en suspension (industries et eaux pluviales),
- radioactive : centrales nucléaires, hôpitaux,
- organique et oxydable : effluents domestiques, élevages, agro-alimentaire, pâte à papier,
- chimique : fertilisants et pesticides (agriculture, lessives), métaux et métalloïdes (agriculture, mines, combustion...), hydrocarbures et micropolluants organiques de synthèse (industrie pétrolière),
- microbiologique : effluents domestiques, élevages, agro-alimentaire, hôpitaux...

#### **1.2.4. Histoire réglementaire de l'assainissement [Sat06]**

En France, dans la lutte contre la pollution et pour la restauration de la qualité des milieux, deux législations majeures s'appliquent :

- la loi du 16 décembre 1964 [Loi64] qui a notamment institué les agences financières de bassin (devenues agences de l'eau) et le principe « pollueur payeur »,
- la loi du 3 janvier 1992 [Loi92] qui a modifié de code général des collectivités territoriales ; elle impose la mise en place de l'assainissement, rend obligatoire le contrôle des équipements et la mise en œuvre d'une gestion globale, équilibrée et solidaire de l'eau et des milieux aquatiques.

Se rajoutent à ces deux lois les directives européennes qui définissent pour tous les états un objectif à atteindre tout en laissant à chacun d'eux le choix des moyens avec, de plus, un délai d'application. Dans le domaine de l'assainissement, la directive européenne du 21 mai 1991 [Dir91] est la plus importante, puisqu'elle fixe des échéances précises quant à la collecte et l'épuration des eaux usées des agglomérations.

Il est à noter que la loi sur l'eau du 3 janvier 1992 [Loi92] a été récemment remplacée par celle du 30 décembre 2006 [Loi06].

La loi sur l'eau comprend une vingtaine de décrets d'application, touchant à tous les domaines de la gestion de l'eau depuis la protection des milieux aquatiques (la pêche, le classement des opérations ayant un impact sur les milieux, la qualité et la tarification de l'eau potable) jusqu'aux plans des surfaces submersibles et à l'aménagement des rivières. Ces textes d'application sont principalement le décret du 3 juin 1994 [Dec94] qui prescrit la nécessité de mettre en œuvre un diagnostic du système d'assainissement pour les agglomérations de plus de 2000 équivalent habitant (EH) et le décret du 8 décembre 1997 [Dec97] qui considère les

boues comme des déchets et que leurs producteurs (les collectivités) sont responsables de leur élimination.

Il faut signaler que le décret du 3 juin 1994 [Dec94] a été complété par six arrêtés d'application. Les 2 arrêtés du 6 mai 1996 [Arr96] relatives à l'assainissement non collectif, fixent, d'une part, les prescriptions techniques applicables aux nouvelles installations, et d'autre part, les modalités du contrôle technique exercé par la commune sur ces ouvrages.

### **1.3. ROLE LE L'ASSAINISSEMENT DANS LA PROTECTION DE L'EAU**

L'assainissement peut être défini comme l'ensemble des techniques de collecte des eaux usées et pluviales et de leur traitement avant rejet dans le milieu naturel (réseaux d'assainissement pluvial et station d'épuration) par des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement. Le traitement et l'élimination des boues font aussi partie de l'assainissement [Bor07].

Les dispositifs d'assainissement des agglomérations jouent un rôle fondamental dans la préservation de l'environnement dans lequel on vit et doivent atteindre trois objectifs internes et deux objectifs externes au système urbain [Bor07].

#### ▪ *Objectifs internes au système urbain*

- améliorer le confort des habitants par l'évacuation des effluents urbains hors des zones habitées,
- garantir l'hygiène et la salubrité en évitant les nuisances provenant des eaux usées et les risques sanitaires (épidémie),
- permettre un développement cohérent de la ville à long terme par le découpage en zones d'assainissement (collectif et non collectif) et aussi par la gestion des eaux pluviales.

#### ▪ *Objectifs externes au système urbain :*

- éviter les transferts de pollution,
- protéger le milieu naturel (nappes, rivières...).

### **1.4. GENERALITES SUR LES FILIERES DE L'ASSAINISSEMENT**

#### **1.4.1. Définition des paramètres de qualité de l'eau**

Le potentiel de pollution d'une eau est apprécié généralement à partir d'une série d'analyses physico-chimiques globales ; dans certain cas particuliers, ces mesures peuvent être complétées par des analyses plus spécifiques concernant la présence de composants microbiologiques ou de produits toxiques.

##### *1.4.1.1. Les paramètres physico-chimiques*

Il s'agit principalement de quatre paramètres :

1. Les matières en suspension (MES) qui comportent des matières organiques et minérales ; elles ne sont ni à l'état soluble ni à l'état colloïdal.

2. La demande biochimique en oxygène en 5 jours ( $DBO_5$ ) qui représente la quantité de l'oxygène dépensée par les phénomènes d'oxydation chimique en 5 jours d'une part et par la dégradation des matières organiques par voie aérobie d'autre part.
3. La demande chimique en oxygène (DCO) qui représente la teneur totale de l'eau en matières organiques, qu'elles soient ou non biodégradables.
4. La teneur en azote ; en ce qui concerne l'épuration, l'azote se trouve sous trois formes chimiques principales : l'azote organique (N-organique) que l'on trouve dans les eaux usées provenant notamment des déchets d'origine humaine, l'azote ammoniacal ( $N-NH_4^+$ ), et l'azote des ions nitrates ( $N-NO_3^-$ ) et des ions nitrites ( $N-NO_2^-$ ).

Il faut signaler que selon l'article 3 de l'arrêté de 6 mai 1996 [Arr96] fixant les prescriptions techniques aux systèmes d'assainissement non collectif, le niveau minimal requis pour le rejet en milieu naturel est de  $30 \text{ mg.L}^{-1}$  pour les MES et de  $40 \text{ mg O}_2.\text{L}^{-1}$  pour la  $DBO_5$ .

#### *1.4.1.2. Les paramètres microbiologiques*

Ces paramètres proviennent de l'analyse de la présence de certains virus, parasites, micro-organismes ou bactéries ou groupes de bactéries pathogènes ou non, habituellement trouvés dans les eaux usées. Ces germes ne sont pas systématiquement recherchés pour toutes les eaux usées, mais surtout pour les eaux superficielles destinées à la baignade où le risque de maladie qu'ils peuvent entraîner est important.

#### **1.4.2. Filières d'épuration des eaux usées**

Il existe plusieurs critères de classement des filières d'épuration des eaux usées. Le point commun entre ces différentes filières est qu'elles partagent le même objectif de satisfaction des prescriptions législatives en matière d'assainissement pour un bon état écologique des eaux et des milieux aquatiques. Les filières d'assainissement peuvent être classées selon [Wan05] par :

1. la technique ou le procédé d'épuration utilisé (techniques intensives et extensives),
2. le type de culture (cultures libres et fixées),
3. la taille de l'agglomération ou des collectivités (en fonction du nombre d'Equivalent Habitant qui est exprimé par une charge organique biodégradable ayant une  $DBO_5=60 \text{ gO}_2/\text{j}$ ),
4. l'aération ou non du système du traitement (systèmes aérobies et anaérobies),
5. l'assainissement collectif ou non collectif.

La loi sur l'eau de 1992 [Loi92] divise selon son article 35, le territoire des communes ou leurs groupements selon ce dernier critère en zones d'assainissement collectif et non collectif. De ce fait, une enquête publique, basée sur des critères économiques, géologiques, urbanistiques et environnementaux, doit être menée afin de désigner les zones favorables à l'assainissement collectif et celles favorables à l'assainissement non collectif.

#### *1.4.2.1. Assainissement collectif*

L'assainissement collectif est constitué d'un réseau de collecte sur lequel sont branchés les rejets des habitations et d'un réseau de transport ou de liaison. Les eaux usées et/ou

pluviales finissent à une station d'épuration de traitement et/ou sont rejetées dans le milieu naturel.

Il existe principalement deux techniques de traitement : extensive et intensive [Wan05].

**Le traitement extensif** des effluents dans le cadre de l'assainissement collectif concerne les collectivités rurales de 150 à 2000 habitants. Il s'agit de l'utilisation de la technique du lagunage naturel pour l'épuration. Ce procédé consiste à traiter biologiquement et physiquement les effluents en utilisant l'énergie solaire et en reproduisant les processus naturels d'auto épuration (micro-organismes, décantation-filtration), et ceci pendant un séjour assez long (2 à 3 mois) dans des bassins étanches, de grande étendue (10 à 15 m<sup>2</sup>/EH) et de faible profondeur (~1 m).

**Le traitement intensif** des effluents est réalisé au niveau des stations d'épuration (ou usines de dépollution). Il consiste à traiter les effluents par un procédé artificiel imitant le processus naturel de l'auto épuration. Les stations d'épuration produisent de l'eau épurée et non de l'eau potable. L'eau rejetée doit être suffisamment propre pour que son rejet dans la rivière protège le milieu récepteur. L'épuration produit également des déchets dont des boues résiduaires où se concentre une grande partie de la pollution.

Il existe plusieurs procédés de traitement des eaux dans les stations d'épuration adaptées aux moyennes et grandes agglomérations, on peut citer les lits bactériens, les disques biologiques, les boues activées, les techniques de biofiltration ou de filtration biologique accélérée. Les stations de dépollution à boues activées sont efficaces et largement répandues. Elles nécessitent des terrains de superficie importante. Leur implantation se réalise souvent assez loin des agglomérations.

#### *1.4.2.2. Assainissement non collectif*

Dans les zones de faible densité de population à habitat dispersé, la création de système d'assainissement collectif s'avère coûteux. Dans ce cas, il est recommandé de réaliser un système d'assainissement non collectif sous forme d'installations de traitement sur la parcelle ou regroupant plusieurs habitations (appelé aussi assainissement semi collectif). Ce dernier procédé ne sera pas abordé dans ce travail.

Dans le cadre de cette thèse, nous nous intéressons exclusivement aux installations de traitement privées sur la parcelle et plus particulièrement aux **filtres à sable verticaux drainés**.

Par la suite, nous désignons par ANC un système d'assainissement non collectif.

### **1.5. L'ASSAINISSEMENT NON COLLECTIF (ANC)**

L'ANC des habitations, voire des locaux d'activité isolés, concerne les dispositifs à mettre en œuvre pour le traitement et l'élimination des eaux usées domestiques qui ne peuvent être évacuées par un système d'assainissement collectif.

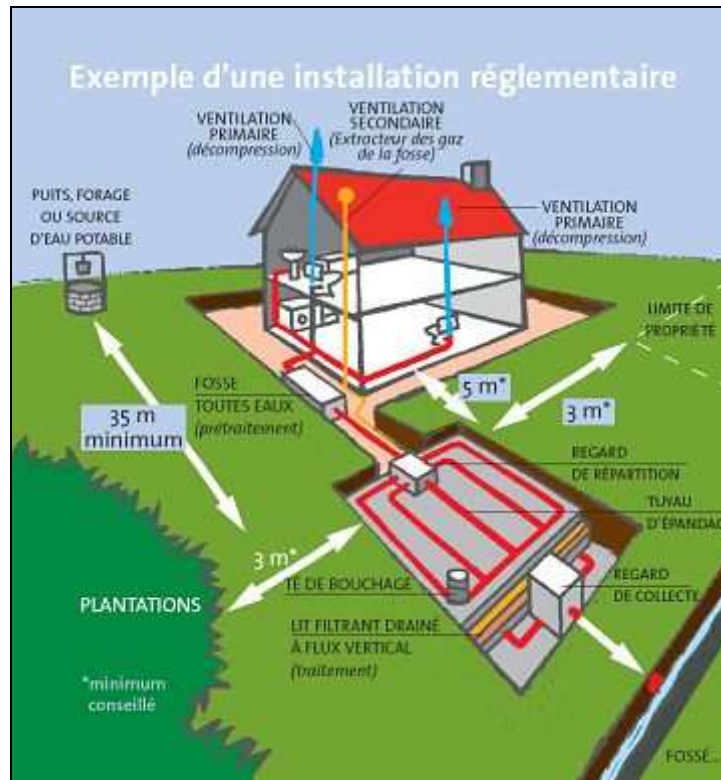


Figure 2 : Schéma général d'un système d'ANC

L'épuration des eaux usées domestiques par un système d'ANC est une solution intéressante sur les plans économique et technique et bien adaptée au milieu rural [Sat06]. En effet, économiquement, la collecte des eaux usées des habitations éloignées ou dispersées entraîne des dépenses importantes de réalisation et d'entretien de réseau publics que la collectivité ne peut supporter. C'est ainsi qu'il est considéré qu'au-delà de 25 m entre deux habitations, c'est l'ANC qui devrait être privilégié [Sat06]. Techniquement, la dépollution à la source, quand elle est possible, est préférable, car elle évite la concentration en un seul endroit des rejets d'un effluent qui n'est jamais épuré complètement et qu'elle permet d'utiliser la très grande capacité épuratrice de sol. Ainsi, un ANC bien conçu et bien entretenu est comparable à un assainissement collectif pour ses performances et plus économique lors de sa réalisation.

### 1.5.1. Nature des charges polluantes

#### 1.5.1.1. Nature des eaux nuisibles

Les eaux rejetées par une habitation privée se subdivisent en :

- *Les eaux pluviales*

Elles proviennent du ruissellement de la pluie sur les surfaces imperméables de l'habitation (les toitures et les cours) et du terrain naturel de la parcelle. Les eaux de pluie lessivent ces surfaces et entraînent une grande partie de la pollution accumulée pendant la période de temps sec. Les eaux pluviales ne doivent, en aucun cas, être admises dans le système d'ANC, sous peine de provoquer le dysfonctionnement des installations. Elles doivent obligatoirement être évacuées et, éventuellement, traitées séparément.

▪ *Les eaux domestiques*

Elles sont constituées des eaux vannes et des eaux ménagères ; les eaux vannes en provenance des toilettes ont un volume journalier en général assez limité, mais dont la charge polluante est très importante. Les eaux ménagères en provenance des cuisines, salle de bains, machines à laver, éviers, ont un volume lié à l'aménagement intérieur des habitations, au niveau de vie des habitants et/ou des coutumes de vie des régions.

Le volume total rejeté par habitant et par jour est estimé être entre 130 L et 150 L dont environ 25 % proviennent des eaux vannes et 75 % proviennent des eaux ménagères [Cho97].

*1.5.1.2 Charges polluantes des effluents domestiques*

Trois types d'effluents sont distingués dans l'ANC : les effluents bruts en sortie d'habitation (après collecte), les effluents septiques en sortie de la fosse toute eaux (après prétraitement) et les effluents traités en sortie de filtre (après traitement). Les caractéristiques de ces trois effluents ainsi que les normes de rejet, sont résumées Tableau 2.

A titre de rappel, les principaux paramètres ou critères de qualité des eaux sont : les matières en suspension (MES en  $\text{mg.L}^{-1}$ ), la demande biochimique en oxygène en 5 jours ( $\text{DBO}_5$  en  $\text{mg O}_2.\text{L}^{-1}$ ), la demande chimique en oxygène (DCO en  $\text{mg O}_2.\text{L}^{-1}$ ) et l'azote (N en  $\text{mg N.L}^{-1}$ ). Il faut noter que la pollution azotée des effluents septiques est principalement constituée d'azote ammoniacal ( $\text{NH}_4^+$ ).

Il est à signaler aussi que les estimations des caractéristiques de l'effluent brut sont issues de bilans réalisés par le CSTB de Nantes [Cha07] sur plusieurs installations de maison individuelle.

	Effluent brut	Effluent septique	Effluent traité	Norme de rejet
MES ( $\text{mg.L}^{-1}$ )	304	84	-	30
$\text{DBO}_5$ ( $\text{mg O}_2.\text{L}^{-1}$ )	378	215	7	40
DCO ( $\text{mg O}_2.\text{L}^{-1}$ )	912	437	56	-
$\text{N-NH}_4^+$ ( $\text{mg N.L}^{-1}$ )	78	52,5	1,5	-

**Tableau 2 : Caractéristiques des effluents bruts, septiques et traités d'après les données bibliographiques**

**1.5.2. Fonctionnement et composants d'un système d'ANC**

L'épuration des eaux usées par un ANC se décompose en 3 étapes successives : le traitement dans la fosse toute eaux (prétraitement), le traitement dans le sol et le rejet dans le sous-sol ou dans les cours d'eau ou rivières.

*1.5.2.1. Prétraitement*

Le traitement préalable des eaux usées est assuré par la fosse toutes eaux. Cet appareil est composé de deux compartiments ; le premier est destiné à la liquéfaction partielle des matières polluantes par une fermentation anaérobie (nommé digestion) et à la rétention par décantation des matières solides ; le deuxième sert à l'élimination des graisses et les matières

légères flottantes par le passage des effluents déjà décantés dans un matériau filtrant (pouzzolane par exemple). Ce prétraitement ne fait pas partie de notre domaine d'étude mais nous intéressons à la qualité des eaux qu'il produit.

En effet, les performances épuratoires d'une fosse septique toutes eaux sont principalement fonction du temps de séjour de l'effluent. De façon générale, les performances sont de l'ordre de 50 % pour la DCO et la DBO<sub>5</sub>, 75 % pour les MES, moins de 10 % pour l'azote total, 50 % pour les phosphates totaux et l'abattement bactérien est négligeable [Cha07]. Il est à noter que le prétraitement permet de transformer 80 % de l'azote organique en ammonium (NH<sub>4</sub><sup>+</sup>) par des réactions d'ammonification [Cha07]. L'effluent septique est donc un effluent riche en matière carbonée (acides gras), en ions ammonium (NH<sub>4</sub><sup>+</sup>) et en micro-organismes.

#### *1.5.2.2. Traitement et rejet*

Le sol en place ou le sol reconstitué par un massif de sable utilisé dans les ANC, doit être apte à assurer la fonction épuratoire des eaux usées prétraitées. En présence de l'oxygène, le sol, milieu très vivant, favorise le développement des bactéries nécessaires pour la dégradation de la pollution.

Il existe plusieurs conceptions techniques des massifs filtrants (filières) basées sur des critères physiques liés au volume de l'effluent à traiter, aux caractéristiques du sol en place (texture, structure, conductivité hydraulique, nature du substratum...) et/ou à la configuration du site (pente du terrain, profondeur de la nappe, surface disponible...). Compte tenu de ces nombreuses critères, les bureaux d'étude utilisent la méthode S.E.R.P (S pour sol, E pour eau, R pour roche, P pour pente) pour choisir la filière la mieux adaptée [Les06].

Les valeurs obtenues pour chacun des quatre critères (S.E.R.P) pour un site donné, sont codifiées selon la notation suivante :

- le nombre « 1 » correspond à « favorable »,
- le nombre « 2 » correspond à « moyennement favorable »,
- le nombre « 3 » correspond à « défavorable ».

Cette codification permet d'attribuer à chaque site un indice S.E.R.P représentatif de son aptitude à l'ANC. Il existe 81 indices, chacun ayant une définition précise et différente, variant de 1.1.1.1, pour le plus favorable à 3.3.3.3, pour le plus défavorable.

Afin de permettre une appréciation globale de l'aptitude d'un site à l'ANC et d'en faciliter la compréhension par la lecture d'une cartographie, ces 81 indices ont été regroupés en quatre classes d'aptitude représentées avec quatre couleurs conventionnelles :

- classe 1 (Vert) : site convenable sans problèmes majeurs,
- classe 2 (Jaune) : site convenable dans son ensemble avec quelques difficultés de dispersion,
- classe 3 (Orange) : site présentant au moins un critère défavorable, examen détaillé du site indispensable,
- classe 4 (Rouge) : site ne convenant pas.

Cette méthode, comme toute classification globale, doit être mise en application par les services techniques avec une certaine souplesse et en même temps une certaine réserve.

Le rejet des eaux épurées termine l'épuration en restituant les eaux au milieu naturel par l'intermédiaire d'un puits d'infiltration ou directement dans les cours d'eau les plus proches de l'habitation lorsqu'il s'agit d'un filtre drainé. Dans le cas des filtres non drainés, le rejet se fait directement dans le sous-sol.

### 1.5.3. Les différentes filières de l'ANC

La phase de traitement des eaux usées domestiques par le sol peut prendre plusieurs configurations (filières). Les prescriptions techniques relatives à la mise en place de l'ensemble de ces filières font l'objet d'une norme expérimentale XP DTU 64-1 [XP07] qui date de mars 2007. Elle est aussi connue sous le nom de norme relative à la mise en œuvre des dispositifs d'ANC pour la maison d'habitation individuelle.

Nous décrivons ci-après la filière des filtres à sable verticaux drainés, les autres filières à savoir les filtres à sable verticaux non drainés, les filtres à sable horizontaux drainés, les tertres d'infiltration, l'épandage souterrain et les filtres verticaux drainés à massif de zéolithe sont présentées en Annexe 1.

#### ▪ Filtre à sable vertical drainé (lit filtrant vertical drainé)

Un filtre à sable vertical drainé est une superposition de différentes couches qui sont les suivantes (de haut en bas) [XP07] (Figure 4) :

- une couche de terre végétale ou de graviers grossiers d'une vingtaine de cm d'épaisseur. Son rôle est à la fois sanitaire (protection des personnes vis-à-vis des émanations et d'un contact direct avec l'effluent) et esthétique (pour ne pas laisser apparaître le dispositif sur la parcelle),
- une couche de graviers lavés, stables à l'eau, de 10 cm d'épaisseur, dans laquelle sont noyées les canalisations du système de répartition,
- une couche de sable lavé, stable à l'eau, de 70 cm d'épaisseur,
- une couche de graviers lavés stables à l'eau de 10 cm d'épaisseur, contenant le système de récupération. Pour éviter que le sable ne s'incruste parmi les graviers contenant le réseau de drainage, un géotextile (textile synthétique perméable) est placé entre les 2 couches.

Cette filière consiste à réaliser un épandage dans un massif de sable avec des caractéristiques spécifiques formant un sol reconstitué à la place du sol en place. Elle est utilisée majoritairement dans le cas de sols imperméables ; une fois traités, les effluents sont collectés en fond de filtre et évacués dans le réseau hydrographique superficiel. La surface des lits filtrants drainés à flux vertical doit être au moins égale à 5 m<sup>2</sup> par pièce principale, avec une surface minimale totale de 20 m<sup>2</sup> ; ce lit filtrant nécessite une excavation de 1,2 m environ de profondeur (Figure 3).



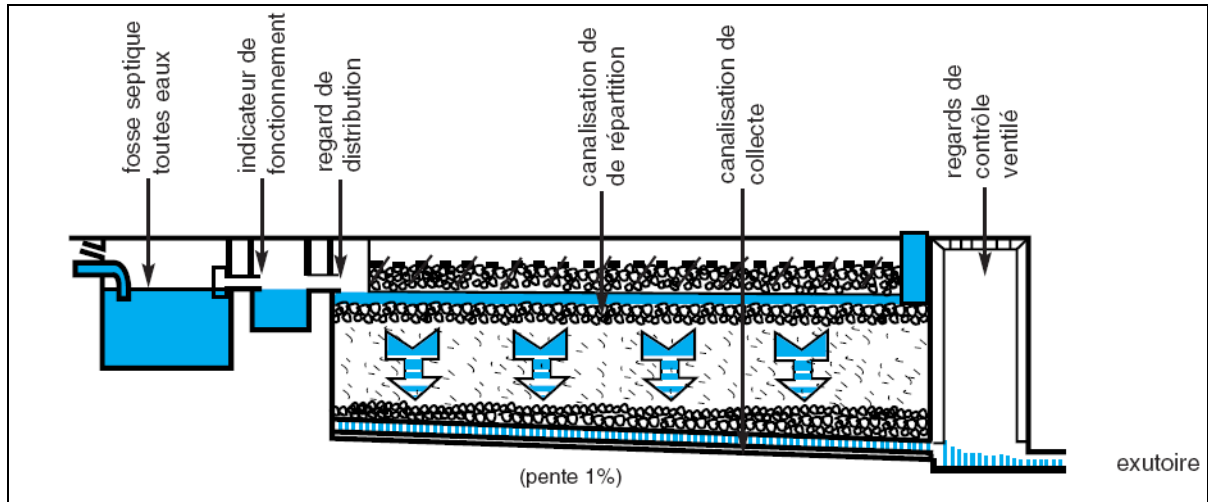


Figure 3 : Coupe longitudinale d'un filtre à sable vertical drainé

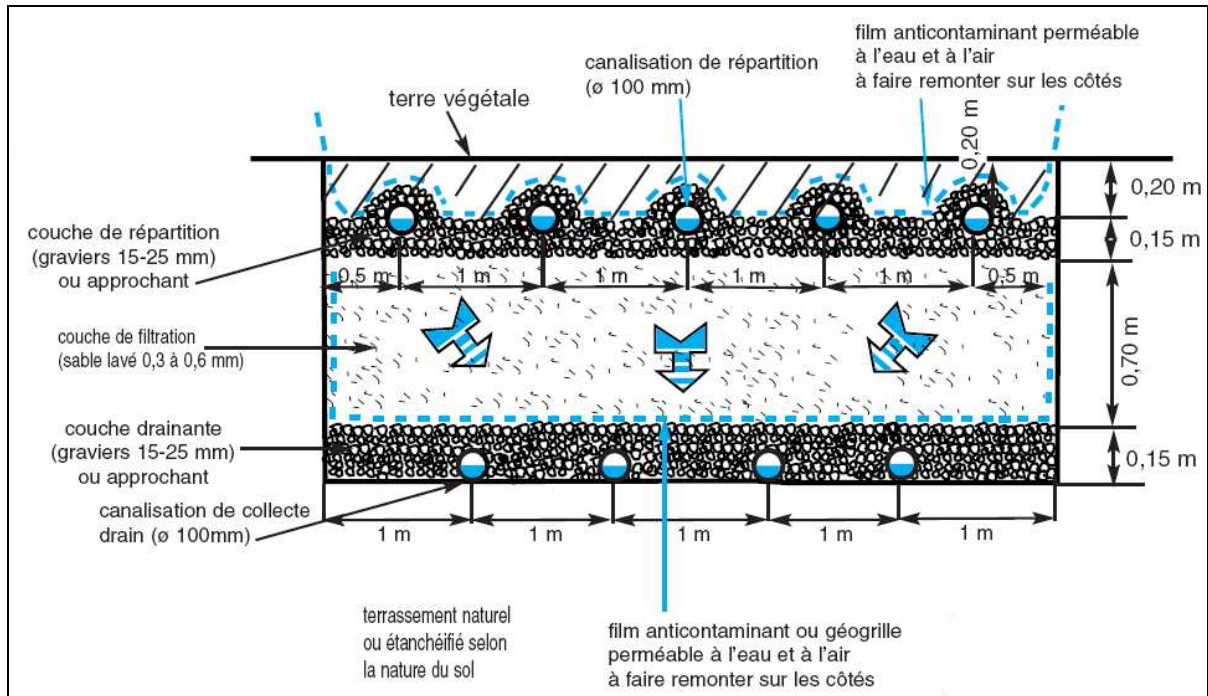


Figure 4 : Coupe transversale d'un filtre à sable vertical drainé

#### 1.5.4. Quelques chiffres clés sur l'ANC

En France, il existe 36 551 communes dont 88% ont moins de 2000 habitants. En cumule, cela représente entre 12 et 15 millions d'habitants, ce qui fait que 20% des Français sont concernés par l'ANC.

Le nombre de dispositifs d'ANC est estimé à 5 millions en France dont 70 000 en Auvergne. Ce chiffre est en progression constante au cours du temps, 150 000 nouveaux dispositifs étant construits chaque année [Les08].

La législation sur l'ANC a évolué régulièrement depuis la parution de la circulaire de 1925 et un remaniement important des textes a été opéré avec les arrêtés du 6 mai 1996

[Arr96]. On comptabilise entre 50 et 60% des logements construits avant cette date ; il est donc naturel de constater qu'environ 50 à 60 % des installations ne respectent pas les normes de conception et d'implantation actuelles.

### **1.5.5. Les aspects économiques de l'ANC**

En 2006, le ministère estime les dépenses annuelles pour ce type d'assainissement à 700 millions d'euros pour les investissements et à 170 millions d'euros pour le fonctionnement par an [Bor07].

Selon le guide de l'assainissement [Sat06], les coûts de construction d'un système d'ANC sont très variables. Cela est dû à plusieurs facteurs liés aux spécificités de la parcelle, aux modes de réalisation et aux habitudes régionales. Le coût estimé d'une installation complète et conforme varie selon la filière réalisée entre 7000 et 9000 € TTC [Les08].

En terme d'entretien, le coût moyen d'entretien d'un système d'ANC est soumis à la concurrence entre les entreprises, les coûts ci-dessous étant donnés à titre indicatif :

- vidange de la fosse toutes eaux de 3 m<sup>3</sup> tous les quatre ans : 280 € HT soit 70 € HT/an.
- entretien des réseaux et des regards tous les quatre ans : 100 € HT soit 25 € HT/an.
- visite de contrôle tous les quatre ans : 150 € HT soit une moyenne de 40 € HT/an

d'où un coût moyen annuel par habitation de 135 € HT/an.

En plus, il faut prévoir de 40 à 60 € HT/an dans le cas de filières nécessitant des postes de relevage ou des interventions complexes. Il est à signaler aussi que la visite de contrôle de conformité d'un ouvrage neuf (contrôle d'inventaire) a une facturation estimée entre 250 et 300 € HT.

### **1.5.6. Organisation administrative (les SPANC)**

Depuis janvier 2006, et dans l'esprit de la loi sur l'eau de janvier 1992 [Loi92], les SPANC (Service Public d'Assainissement Non Collectif) se mettent en place et ont en charge le contrôle et le diagnostic des ANC. L'objectif de la mise en place de ce service est d'une part, de fournir à la commune, un état des lieux précis et pertinent des installations sur l'ensemble de son territoire et d'autre part, d'établir un diagnostic permettant d'identifier les installations posant des problèmes de pollution, de salubrité publique et de sécurité. Le premier point devra déboucher sur la constitution d'une base de données complète sur la connaissance du parc d'installations (nombre, type, fonctionnement...) et l'application du second point permettra de recenser et de hiérarchiser les secteurs où existent les risques les plus forts, en précisant leur nature et leur impact potentiel sur l'environnement, la santé et la sécurité pour justifier une remise en état d'urgence.

Le financement de ce service est réalisé par une redevance payée par les bénéficiaires de ce type d'assainissement et les missions obligatoires sont les suivantes :

- contrôle de conception et d'implantation des installations neuves,
- contrôle de réalisation de l'installation (sur place) des constructions neuves,
- diagnostic des installations existantes,

- contrôle du bon fonctionnement et de l'entretien des installations.

La nouvelle loi sur l'eau du 31 décembre 2006 [Loi06] impose à tout vendeur de justifier du bon fonctionnement de l'ANC à compter du 1<sup>er</sup> janvier 2013, l'ensemble des installations doivent avoir été contrôlé avant 2012.

## CHAPITRE 2 : LES FILTRES A SABLE

### 2.1. INTRODUCTION

L'utilisation des filtres à sable pour traiter les eaux usées domestiques est connue depuis très longtemps ; elle est basée essentiellement sur l'action des micro-organismes épurateurs présents dans le support fin des massifs filtrants. Ces techniques ont connu un regain de popularité au cours des dernières décennies du fait de leur efficacité épuratoire, de leur simplicité de mise en place et d'exploitation et de leur intérêt économique et on trouve dans la littérature [Cha07] une documentation abondante et parfois contradictoire, tant sur les critères de conception que sur les capacités épuratoires.

Nous allons à travers ce chapitre, passer en revue les différents aspects techniques et scientifiques du fonctionnement de cette filière de traitement.

### 2.2. FONCTIONNEMENT HYDRAULIQUE DES FILTRES A SABLE

La conductivité hydraulique (cf. partie II) étant le facteur clef du bon fonctionnement hydraulique (infiltration) et épuratoire (filtration) des filtres à sables verticaux drainés, nous limiterons donc nos investigations bibliographiques à ces deux fonctions et aux facteurs qui les influencent afin de mettre en évidence les conditions limites de fonctionnement des massifs filtrants.

#### *a) Les écoulements*

Le comportement de l'eau dans le sol repose principalement sur les notions de porosité et de conductivité hydraulique de saturation et de non-saturation qui interviennent dans les lois d'écoulement [Fr06].

#### ▪ *Porosité*

Le volume libre dans la structure du sol s'appelle la « porosité ». Elle se présente sous forme de micro ou de macroporosité selon la taille des pores. La conductivité hydraulique d'un sol est fonction de la taille de la continuité et de l'irrégularité de la porosité.

#### ▪ *Conductivité hydraulique*

La capacité d'un sol à laisser circuler l'eau est exprimée par une grandeur appelée conductivité hydraulique.

#### ▪ *Saturation et non-saturation*

D'après Chapuis [Ch04], les sols sableux sont considérés comme saturés à partir d'environ 85% d'occupation du volume de la porosité par le fluide percolant. En dessous de cette valeur, le sable est considéré comme non saturé.

Dans un sol saturé, la conductivité hydraulique pour une porosité donnée est une constante ; dans un sol non saturé, elle n'est plus une constante puisqu'elle dépend de l'état de teneur en eau ou de la tension de l'eau.

En écoulement saturé, tous les pores conduisent l'eau. En revanche, en écoulement non saturé, seuls les plus fins jouent ce rôle. La capacité d'un sol à infiltrer de l'eau est donc plus faible dans le second cas, et ce d'autant plus que l'eau est confinée dans des pores de plus petits diamètres.

Le flux d'infiltration de l'eau dans des sols saturés ou non saturés est défini par l'équation de Darcy. Une bibliographie détaillée sur la conductivité hydraulique saturée et non-saturée est fournie dans la partie II de ce travail avant la présentation des résultats expérimentaux.

### *b) Le fonctionnement hydraulique et l'épaisseur de sable*

Dans les systèmes d'ANC et selon les normes de dimensionnement, un filtre à sable doit avoir une épaisseur comprise entre 60 et 70 cm ce qui fait que le fonctionnement hydraulique est presque toujours en conditions non saturées.

Plusieurs études [Gou82], [Sie87], [Pe89a], [Pe89b], [Pe89c], [Gui92], [Mai98], [Ste99], [Van04] s'accordent à dire que dans un massif filtrant de sable, les phénomènes épuratoires ont lieu, principalement dans les 10-15 premiers centimètres du sable. Cependant, une hauteur minimale de 50 cm de filtre est nécessaire pour des raisons hydrauliques. En effet, le filtre, lors des périodes d'alimentation, sera saturé à la fois au niveau de la surface et du fond. Si le filtre fait moins de 50 cm de hauteur, les deux zones saturées convergent et le volume libre pour les gaz (et donc l'aération) est trop réduit pour assurer un fonctionnement aérobie correct qui permette le développement des bactéries assurant la dégradation de la pollution présente dans l'effluent du fait de la présence de l'oxygène de l'air. La Figure 5 montre les profils hydriques [Faz87] dans deux massifs de sable d'épaisseurs différentes (50 et 70 cm) dans un cas de fonctionnement normal.

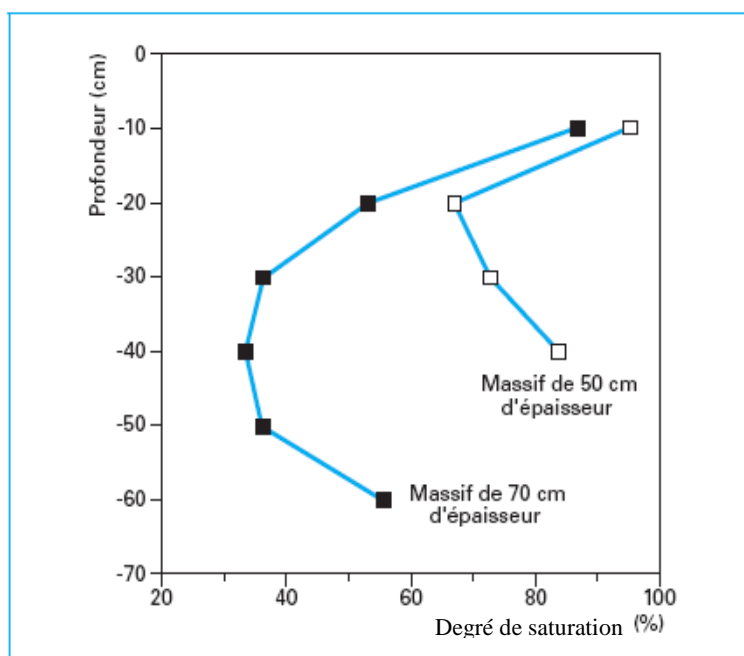


Figure 5 : Profil hydrique dans deux filtres à sable drainé avec épaisseurs différentes [Faz87]

## **2.3. FONCTIONNEMENT BIOPHYSIQUE ET EPURATOIRE DES FILTRES A SABLE**

Dans cette synthèse bibliographique, nous nous intéressons particulièrement aux processus physique et biologique qui peuvent se produire séquentiellement ou simultanément à différentes profondeurs des massifs filtrants et qui conditionnent leur fonctionnement hydraulique et épuratoire.

### **2.3.1. Mécanisme physique**

Les processus physiques sont généralement attribués au blocage des particules en suspension et/ou colloïdales dans les pores. En effet, dans un massif filtrant, les matières en suspension (MES) peuvent être minérales ou organiques. Une première élimination de ces particules se fait à la surface du filtre par tamisage. Les tailles relatives des MES et des pores du filtre sont donc les facteurs clés pour la rétention de ces particules. Ainsi, le blocage d'une particule a lieu lorsque son diamètre est supérieur à l'ouverture du pore traversé. Cette accumulation réduit la porosité du milieu et par conséquent sa conductivité hydraulique. D'un autre côté, les particules de tailles plus fines peuvent atteindre des niveaux plus profonds dans le massif, voire ressortir dans le filtrat.

### **2.3.2. Mécanisme biologique**

Les processus biologiques sont attribués à l'accumulation dans le milieu de cellules et de leurs produits, tels que les polymères extracellulaires, c'est-à-dire à la croissance du biofilm.

#### *2.3.2.1. Description du biofilm*

La base du principe d'épuration biologique est la présence de microorganismes, et de bactéries en particulier, qui oxydent les matières organiques et azotées présentes dans l'effluent. Dans les massifs filtrants, ces microorganismes se fixent et se développent dans la matrice poreuse pour former un biofilm. L'adhésion du biofilm se fait dans un premier temps par adsorption de façon réversible sur le support, puis les microorganismes se fixent de façon permanente par des sécrétions d'exopolymères formant ainsi une matrice extracellulaire [Cha07]. Cette matrice assure aux bactéries un environnement riche en substances nutritives car elle sert de piège et de réserve de nutriments.

Les systèmes d'ANC favorisent la formation du biofilm. Les biofilms développés dans les milieux poreux participent à l'épuration des eaux usées mais contribuent aussi au processus de colmatage des filtres. Le biofilm est principalement responsable de la biotransformation, de la biodégradation, de la minéralisation et de l'assimilation des nutriments présents dans l'effluent. Il convertit la matière organique soluble et en suspension de l'eau usée en biomasse bactérienne et fongique dont dépend le reste de la communauté. En effet, les biofilms hébergent une communauté complexe de bactéries, champignons, protozoaires et macro-invertébrés. Ainsi, plusieurs niveaux trophiques coexistent dans les systèmes de traitement et la faune broutante représentée par les protozoaires, les nématodes et les rotifères se nourrissent du biofilm. Ainsi, les performances épuratoires des systèmes de traitement reposent sur l'équilibre de cet écosystème.

### 2.3.2.2. Structure et composition

Le biofilm peut être considéré comme un gel de polymères à l'intérieur duquel se trouvent des microcolonies de microorganismes. Il présente une structure poreuse et très absorbante. Le biofilm n'est pas un empilement régulier de cellules ; en effet il présente une grande hétérogénéité, correspondant à une accumulation d'amas cellulaires reliés entre eux par des fibrilles et parcourus par un réseau de canaux où circule l'eau qui transporte les nutriments pour les cellules et qui véhicule les déchets produits par le biofilm (Figure 6).

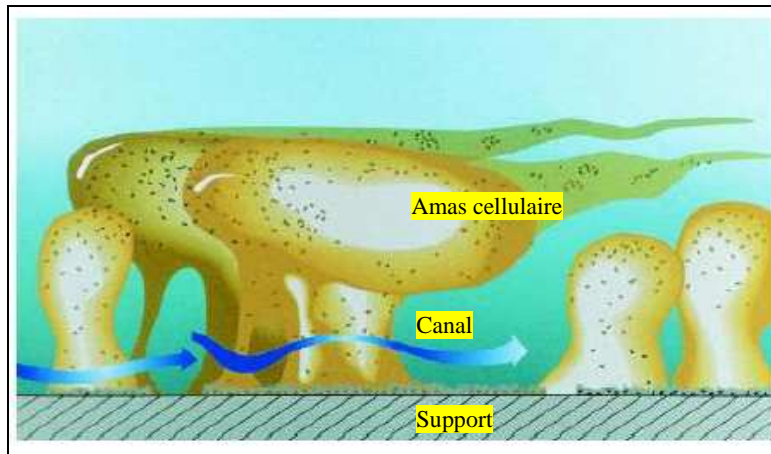


Figure 6: Structure des microcolonies [Wan05]

Les microcolonies sont incluses dans une matrice d'exopolymères, essentiellement des polysaccharides et des protéines. La microcolonie peut être composée de 10 à 25 % de cellules et de 75 à 90 % de substances polymériques. Ces substances peuvent être produites par les bactéries, ou encore par la fixation de macromolécules provenant du milieu.

La matrice d'exopolymères se compose classiquement de divers polysaccharides, de protéines, d'acides nucléiques, d'acides humiques, de lipides et une quantité importante d'eau d'environ 95 % de la masse humide de toute la matrice. Les protéines et les polysaccharides représentent 75 à 89 % de la composition des substances polymériques extracellulaires. Le rapport massique polysaccharides/protéines est compris entre 0,25 et 0,6 dans un échantillon total de biofilm, et 84 % des protéines et 70 % des polysaccharides sont extracellulaires.

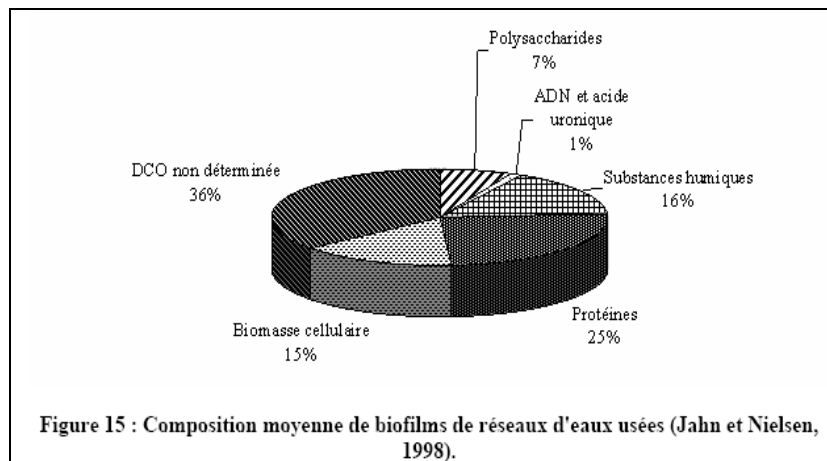


Figure 15 : Composition moyenne de biofilms de réseaux d'eaux usées (Jahn et Nielsen, 1998).

Figure 7 : Composition moyenne de biofilm de réseaux d'eaux usées [Cha07]

Le biofilm présente une grande hétérogénéité en termes de structure et de composition ; en effet, une espèce de bactéries produit un type de biofilm qui varie selon les conditions physico-chimiques.

#### 2.3.2.3. *Hétérogénéité du biofilm*

Le biofilm présente diverses hétérogénéités :

- Une hétérogénéité géométrique : épaisseur, rugosité de la surface et porosité du biofilm, surface du substratum recouverte par le biofilm microbien.
- Une hétérogénéité chimique : diversité liée à la composition et les conditions chimiques (présence de nutriments, produits métaboliques, inhibiteurs...), variation de pH, diversité de réactions (aérobies/anaérobies...).
- Une hétérogénéité biologique : diversité des espèces microbiennes et de leurs distributions spatiales, différences d'activité (croissance cellulaire, production de substances polymériques extracellulaires, mort cellulaire...).
- Une hétérogénéité physique : densité du biofilm, perméabilité, viscoélasticité, viscosité, propriétés des substances polymériques extracellulaires, concentration en solutés, diffusivité des solutés, présence de solides abiotiques...

#### 2.3.2.4. *Développement et croissance*

La formation du biofilm sur un support est un processus composé de plusieurs phases que l'on peut décrire comme suit [Cha07] :

- Une préparation initiale de la surface (pré-conditionnement) par la formation d'une double couche électronique (par adsorption des ions) riche en nutriments nécessaire par la suite à la fixation et au développement des bactéries. Cette phase est rapide, et se réalise en quelques minutes après l'exposition à l'effluent.
- Une seconde phase, cette fois-ci plus lente que la première, où les bactéries s'attachent (phénomène réversible) et adhèrent (attachement irréversible) à la surface constituant ainsi une première couche. Cette phase a lieu après une phase transitoire de transport des cellules bactériennes vers la surface, ce transport s'effectuant par la mobilité des bactéries ou/et par le flux du fluide.
- La troisième phase correspond à la prolifération des cellules ; c'est la phase de croissance du biofilm résultant de la formation des microcolonies qui constituent des réseaux de polymères qui maintiennent l'intégrité structurale du biofilm. L'adhésion de nouvelles bactéries et de particules du liquide à la matrice continue à avoir lieu jusqu'au recouvrement total de la surface par la colonisation des structures complexes de biofilm.
- Une quatrième phase est celle de maturation du biofilm. Cette phase est caractérisée par l'apparition du phénomène de détachement du biofilm de la structure biologique. Un biofilm mature signifie que le système biologique dynamique est en équilibre entre la production des nouvelles cellules et le détachement (Figure 8). Dans les filtres à sable d'ANC, les vitesses d'écoulements des effluents sont faibles et un tel phénomène n'est pas envisageable.



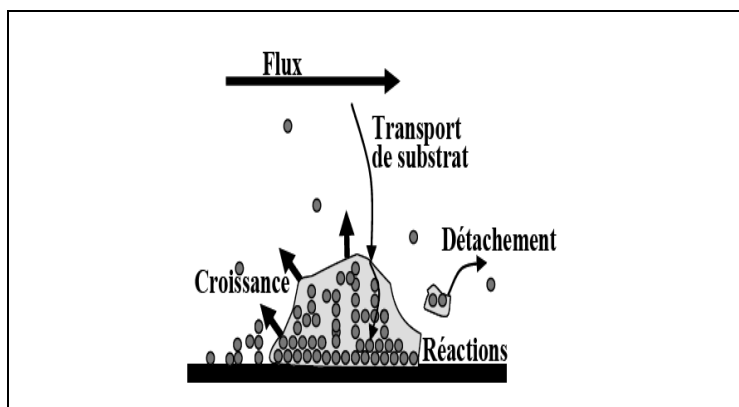


Figure 8 : Schéma représentant la phase de maturation du biofilm [Cha07]

### 2.3.2.5. Facteurs influençant la formation et l'accumulation du biofilm

La formation du biofilm est gouvernée par de nombreux facteurs physico-chimiques et biologiques. Parmi les facteurs physico-chimiques on peut citer :

- les caractéristiques de la surface d'attache et sa rugosité,
- les caractéristiques microbiennes de l'effluent, la concentration de sa charge organique et du gradient hydraulique appliquée,
- la température, le pH, l'humidité, la pression hydraulique, l'oxygénation du milieu...

L'accumulation de biofilm, quant à elle, est influencée par l'interaction entre les différents facteurs cités ci-dessus.

Dans les différents systèmes d'ANC, le biofilm évolue selon les caractéristiques des matériaux, leur mise en œuvre, les conditions et les charges hydrauliques d'alimentation et de concentration de l'effluent. Actuellement, le rôle physique des matériaux et des propriétés des filtres sur la croissance et la régulation de la biomasse est très mal connu.

### 2.3.3. Mécanismes épuratoires

L'épuration des eaux usées par filtration dans le sol fait intervenir des phénomènes épuratoires d'ordre physique, chimique et biologique. Lors du passage de l'eau usée à travers le massif filtrant, celle-ci subit des transformations qui relèvent majoritairement d'un processus d'épuration biologique.

La charge polluante d'eaux usées domestiques est essentiellement composée de MES, de matières organiques solubles et de micro-organismes. L'infiltration d'une eau usée à travers un milieu poreux non saturé permet de réduire [Cha07] :

- les MES par filtration,
- les matières organiques solubles (carbone, azote et les nutriments) par oxydation biologique, adsorption, échanges d'ions et précipitation,
- les micro-organismes pathogènes par des processus complexes de fixation, filtration, inactivation et prédation.

### 2.3.3.1. *Elimination des MES*

La rétention puis l'élimination des matières en suspension (MES), dont la plus grande partie est organique, s'effectue par filtration mécanique de l'effluent à travers la surface d'infiltration ; les particules plus grossières sont capturées à la surface du filtre et les particules plus fines sont retenues dans la masse. La filtration conduit à une accumulation des MES sur la surface d'infiltration qui forme à plus ou moins long terme, en fonction des caractéristiques du matériau et du taux de MES, une couche de colmatage de conductivité hydraulique réduite. Ce processus mécanique est surtout lié à la taille des pores et à la structure du sol [Gou82]. Les matériaux grossiers vont avoir tendance à déplacer le colmatage plus en profondeur ; à contrario, un matériau trop fin va engendrer un colmatage en surface. Les performances des filtres à sable sur la rétention des MES sont généralement très bonnes. Leur élimination est toujours importante avec des rendements généralement proches de 90% [Cha07].

### 2.3.3.2. *Elimination des matières organiques*

La dégradation des matières organiques par filtration dans le filtre à sable est surtout due à l'action de deux facteurs :

- L'oxydation sous l'action des différents micro-organismes en présence d'oxygène. Elle conduit à la formation de  $\text{CO}_2$ , d' $\text{H}_2\text{O}$  et à la libération d'énergie nécessaire à la maintenance de la biomasse [Gou82].
- L'hydraulique du système permettant le renouvellement de l'oxygène (aération du filtre), nécessaire aux micro-organismes travaillant en aérobie, par diffusion lors de l'alternance des phases d'alimentation et de drainage. Cette aération doit fournir des quantités suffisantes d'oxygène pour accomplir l'épuration des eaux usées et assurer la survie de ces micro-organismes.

### 2.3.3.3. *Elimination de l'azote*

L'azote contenu dans les eaux usées domestiques se trouve sous différentes formes : azote organique inclus dans les corps microbiens, composés organiques solubilisés ou en suspension et azote ammoniacal dissous. La majorité de l'azote présent dans les effluents septiques est sous forme d'ion ammonium ( $\text{NH}_4^+$ ) [Wan05].

Dans les systèmes de traitement utilisant le sol, l'azote peut être retenu par échange d'ions et il peut être transformé, voire éliminé, par nitrification puis dénitrification [Cha07]. La nitrification est l'oxydation de l'azote ammoniacal ( $\text{NH}_4^+$ ) en nitrates ( $\text{NO}_3^-$ ). La nitrification nécessite beaucoup d'oxygène et se produit dans les premiers centimètres du massif [Mai98]. La dénitrification est la réduction des nitrates ( $\text{NO}_3^-$ ) en azote gazeux ( $\text{N}_2$ ). Elle se produit en l'absence d'oxygène. Elle est réalisée par des bactéries aérobies [Gou82].

L'azote peut également être assimilé par les micro-organismes pour leur croissance, mais ce mécanisme d'élimination à une participation nettement plus faible que les autres (échange d'ions, nitrification, dénitrification).

L'aération du sol et la température ( $>10^\circ\text{C}$  : activité des bactéries nitrifiantes) sont des conditions nécessaires à l'élimination de l'azote ammoniacal [Gou82].

#### 2.3.3.4. *Eliminations des autres sources de pollution*

Il s'agit principalement de :

- l'élimination du phosphore par des processus physico-chimiques avec le sol : l'adsorption et la précipitation,
- l'élimination des micro-organismes pathogènes par des processus physique, chimique et biologiques.

### **2.4. DIMENSIONNEMENT DES FILTRES A SABLE VERTICAUX DRAINÉS : CADRE REGLEMENTAIRE**

Le dimensionnement, les caractéristiques des matériaux filtrants ainsi que les prescriptions techniques de mise en œuvre des filtres à sables verticaux, sont basés sur les règles de la norme XP DTU 64.1 (mars 2007) [XP07] relative aux ouvrages d'ANC tels que définis par la réglementation en vigueur (arrêté du 6 mai 1996) [Arr96].

#### **2.4.1. Dimensionnement et caractéristiques des matériaux filtrants**

##### *2.4.1.1. Dimensionnement du filtre*

Le dimensionnement à appliquer selon la norme expérimentale XP DTU 64.1 est fonction du nombre de pièces principales de l'habitation : la surface minimale d'un filtre à sable est de 20 m<sup>2</sup> (4×5 m) pour une maison de quatre pièces principales, avec 5 m<sup>2</sup> supplémentaires de filtre par pièce principale ajoutée. En solution de base, le filtre à sable a une largeur de 5 m, la longueur est augmentée de 1 m par pièce principale supplémentaire.

Ce dimensionnement s'appuie sur la capacité d'infiltration et il reste relativement empirique sur la base d'observations d'installations réelles. Les systèmes sont surdimensionnés afin de limiter les effets d'une mauvaise répartition des effluents surtout dans le cas d'alimentation gravitaire. Il en résulte des surfaces d'infiltration qui nécessitent des parcelles étendues [Cha07]. La charge hydraulique d'effluent prétraité doit être inférieure ou égale à 3 cm par jour soit 50 L/m<sup>2</sup> par jour.

##### *2.4.1.2. Choix du sable*

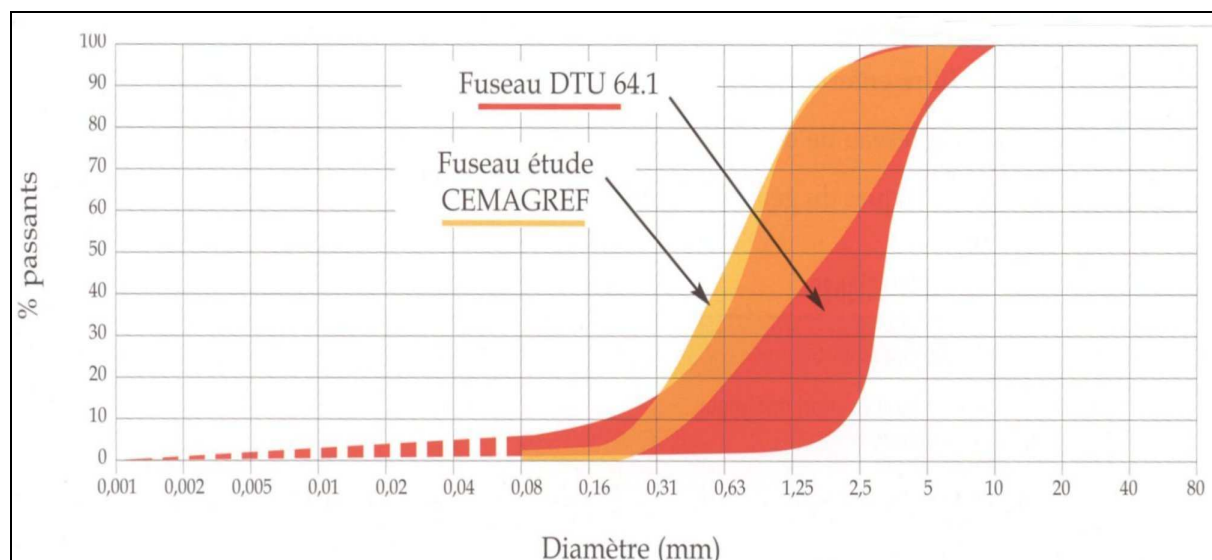
Le choix du sable est primordial pour la réalisation d'un filtre à sable. Sur le plan qualitatif, le sable doit être siliceux, stable à l'eau et lavé afin d'éliminer les fines. Le sable issu de carrières de calcaire est interdit. Sa courbe granulométrique doit s'inscrire dans le fuseau spécifié par la norme expérimentale XP DTU 64-1 (Figure 9) ; ce sable est alors à priori apte à assurer une épuration qui respecte les normes de rejet en vigueur.

Il est recommandé aussi selon la norme XP DTU 64-1 que :

- $d_{10}$  (taille du tamis pour lequel 10 % du poids total de l'échantillon est inférieur à cette taille sur la courbe granulométrique) soit compris entre 0,18 et 2,0 mm,
- le coefficient d'uniformité ( $C_u=d_{60}/d_{10}$ ) soit compris entre 1 et 18,5.

À partir de travaux destinés aux lits d'infiltration-percolation [Lie00] sur sable utilisés en assainissement collectif des petites agglomérations rurales, le Cemagref de Lyon (centre

national du machinisme agricole, du génie rural, des eaux et des forêts) recommande un fuseau granulométrique plus resserré (Figure 9) et des prescriptions plus précises sur la teneur en fines (particules de taille < 0,08 mm) qui doit être inférieure à 3% en masse et sur le coefficient d'uniformité (qui doit être compris entre 3 et 6). Il est important de préciser que le fuseau du Cemagref a été obtenu après une analyse critique de celui du XP DTU 64-1. Les caractéristiques idéales sont encore en cours d'étude et figurent notamment parmi les objectifs de notre travail.



**Figure 9 : Fuseaux granulométriques XP DTU 64.1 et Cemagref du sable utilisable en ANC**

#### 2.4.1.3. Choix des graviers d'enrobage

Les graviers d'enrobage des réseaux de distribution et de drainage doivent être lavés et avoir une granulométrie comprise entre 20 et 40 mm [XP07].

#### 2.4.2. Prescriptions techniques de mise en œuvre

Le sable utilisé dans les filières d'ANC est déposé sur la couche drainante et régalez sur toute la surface du filtre, sans autre précision quant à sa mise en œuvre. A priori, ce sable n'est pas compacté, le compactage étant même réputé proscrit, mais un tassement s'opère nécessairement lors de la mise en place de la couche de gravier sous-jacente d'une dizaine de centimètres et de la couche de terre végétale d'une vingtaine de centimètres qui la surplombe. Il est précisé cependant que le remblayage doit tenir compte des tassements du sol afin d'éviter tout affaissement ultérieur au niveau du filtre à sable. Enfin, le terrain, autour et en dessus du filtre, ne doit pas être planté d'arbres dont les racines pourraient endommager le massif filtrant sous-jacent.

### 2.5. PATHOLOGIE ET COLMATAGE DES FILTRES A SABLE

#### 2.5.1. Pathologie et dysfonctionnement

La durée de vie des ANC est estimée à environ 15-20 ans [Hea74], [Jen90]. Le phénomène de colmatage, ou obstruction totale de la porosité, est le premier responsable de l'arrêt de fonctionnement d'un filtre, ce phénomène étant lié à des interactions complexes

entre les processus physiques, chimiques et biologiques. En effet, le dysfonctionnement majeur des ouvrages d'ANC est attribué aux phénomènes progressifs et simultanés de colmatage biologiques et physiques induits respectivement par la formation d'une quantité excessive de biomasse et la rétention de matières en suspension plus ou moins inertes dans la porosité du filtre.

Au cours du temps et avec le vieillissement du filtre, ces colmatages progressent et engendrent des baisses des performances épuratoires et/ou des vitesses d'infiltration (temps de séjour plus long). Ces dysfonctionnements provoquent l'engorgement du massif filtrant et se terminent par un colmatage total.

Il apparaît [Les08] que les origines des dysfonctionnements suite au colmatage sont principalement liées à la non-conformité des installations aux règles de conception, de dimensionnement et de choix de matériau, un mauvais entretien de la fosse toutes eaux étant aussi un facteur aggravant.

Parmi les causes de dysfonctionnement, la mauvaise répartition hydraulique [Les08] des effluents peut provoquer un colmatage localisé, rapide et très important. La concentration de l'effluent sur une partie de filtre crée alors des zones à fort écoulement. Ces zones seront considérées sous dimensionnées d'un point de vue réglementaire (50 L/m<sup>2</sup> par jour) car elles reçoivent toute la charge hydraulique qui devrait se répartir sur toute la surface du filtre.

Le colmatage de ce type de systèmes est généralement important en surface (10-15 cm) [Les08] ; ceci limite les échanges gazeux avec l'atmosphère (mauvaise aération du filtre) et amplifie le phénomène de colmatage.

Il est donc important de faire une bibliographie plus détaillée de ce phénomène de colmatage.

## 2.5.2. Le phénomène de colmatage

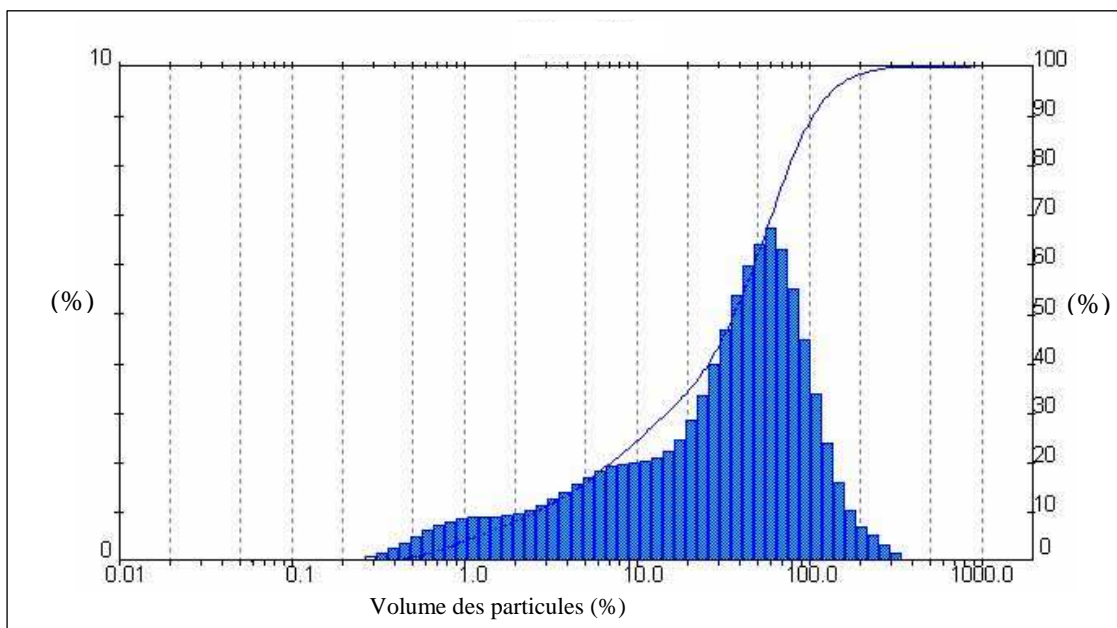
### 2.5.2.1. Définition

Le colmatage des filtres à sable d'ANC consiste en l'obstruction progressive des pores du milieu poreux à travers l'accumulation des MES et du biofilm en fonction du temps et de la position dans le filtre. Ce processus se déroule séquentiellement ou simultanément à différentes profondeurs du filtre.

### 2.5.2.2. Différents types de colmatage

On peut définir plusieurs sortes de colmatage : **physique**, **chimique** ou **biologique**.

**Le colmatage physique** est lié à des mécanismes purement physiques. Il dépend essentiellement de la concentration en MES de l'effluent et de la porosité du filtre. Un exemple de distribution des tailles des MES présentes dans un effluent septique est présentée Figure 10. Elle a été obtenue par une granulométrie laser en volume.



**Figure 10 : Taille des matières en suspension (MES) présentes dans un effluent septique**

La température influence elle aussi le développement du colmatage physique mais a un rôle moins important que pour les colmatages chimique et biologique. En période chaude, la dégradation plus rapide des MES (dégradables) retarde l'effet de colmatage physique ; en période froide, surtout pour des températures inférieures à 10°C, le ralentissement de l'activité des bactéries par le fait de la baisse de la température entraîne un ralentissement de la décomposition des MES [Cha07].

**Le colmatage chimique** est dû à des réactions chimiques telles que la précipitation, la dissolution ou la cristallisation, ces transformations chimiques pouvant changer complètement la structure du matériau ; lorsque ce colmatage apparaît, le remplacement pur et simple du matériau filtrant est nécessaire.

**Le colmatage biologique** résulte de l'activité biologique due à la croissance du biofilm dans les pores du matériau filtrant ; il est beaucoup plus difficile de réagir à ce type de colmatage puisque celui-ci se fait en profondeur.

#### 2.5.2.3. Facteurs influençant le colmatage

Il est vrai que le colmatage est influencé par des facteurs mais il est vrai aussi que ces facteurs sont influencés à leur tour par le développement du colmatage au cours du temps, comme par exemple dans le cas de l'aération du milieu où le colmatage réduit cette dernière par le fait de son développement (phénomène réversible). Il est alors complexe de trouver des relations simples entre ces différents facteurs, les performances épuratoires et l'évolution de la croissance du colmatage.

Les facteurs influençant le colmatage sont :

- les caractéristiques du matériau (granulométrie, forme et rugosité des particules...),
- la charge (de concentration) et la nature (dégradable ou pas) des MES de l'effluent appliqué,

- la charge organique (apport en matières organiques),
- l'aération des massifs filtrants,
- la charge hydraulique appliquée (saturation ou non du filtre),
- la température,
- le temps de séjour de l'effluent.

L'étude expérimentale réalisée dans le cadre de la thèse de Chabaud [Cha07], dans l'objectif de comprendre l'interaction entre ces différents facteurs, les performances épuratoires et la croissance du colmatage, a permis de tirer les conclusions suivantes :

- Le colmatage par la biomasse (biofilm + MES dégradables) est fonction de la hauteur du massif. La quantité de biomasse diminue avec la profondeur ; la plus forte concentration de colmatage est présente dans les 10 premiers centimètres tout le long de la période d'alimentation. La majeure partie de l'épuration est réalisée dans cette couche active avec un risque très élevé de colmatage sévère.
- La quantité de biomasse, ainsi que la vitesse de son accumulation, sont dépendantes des charges hydraulique et organique.
- Une bonne aération du massif filtrant, qui est conditionnée par la charge hydraulique appliquée, entraîne une bonne régulation du développement de la biomasse.
- Une baisse du taux du biofilm (dégradation de la matière organique) en période chaude est plus forte qu'en période froide où l'activité des bactéries est ralentie à cause de la baisse de la température ; en revanche, l'augmentation conduit à une moins bonne solubilité de l'oxygène dans l'effluent, ce qui entraîne une baisse des performances épuratoires.
- Le temps de séjour de l'effluent diminue en fonction, d'une part, de l'augmentation de la charge hydraulique appliquée (augmentation du degré de saturation) qui a pour effet d'accroître la conductivité hydraulique dans le massif, et d'autre part, du colmatage de la couche superficielle qui ralentit la vitesse d'infiltration.
- Indifféremment du type de matériau filtrant, lorsque la charge hydraulique augmente, l'oxygénation est moins bonne ce qui entraîne une baisse des performances épuratoires.
- Les performances épuratoires sont très légèrement influencées par le colmatage et la concentration de l'effluent appliquée.
- L'augmentation de la charge entraîne l'augmentation de l'épaisseur de la zone active (hauteur du colmatage superficiel).

#### *2.5.2.4. Méthodes de quantification du colmatage au laboratoire*

Il existe principalement deux méthodes directes pour quantifier le colmatage ou la biomasse (biofilm+MES dégradable) sur échantillon : la méthode des Matière Volatile Solide (MVS) et la méthode par fumigation, et une méthode indirecte basée sur le suivi massique de colonnes expérimentales [Wan05].

##### *a) Méthodes directes*

La mesure par la méthode MVS est réalisée selon la pratique courante au Cemagref de la manière suivante : on place l'échantillon colonisé initialement pesé, dans une étuve à 105°C afin de sécher l'échantillon. Ensuite l'échantillon est passé dans un four à 550°C pendant 45 minutes. La différence de poids avant et après le passage au four représente la quantité de matières volatiles en suspension (MVS). On assimile la biomasse aux MVS d'où

une estimation de celle-ci. Cette méthode ne permet pas la différenciation entre le biofilm vivant, mort ou les MES accumulées au sein du milieu, on peut utiliser la méthode par fumigation pour les distinguer.

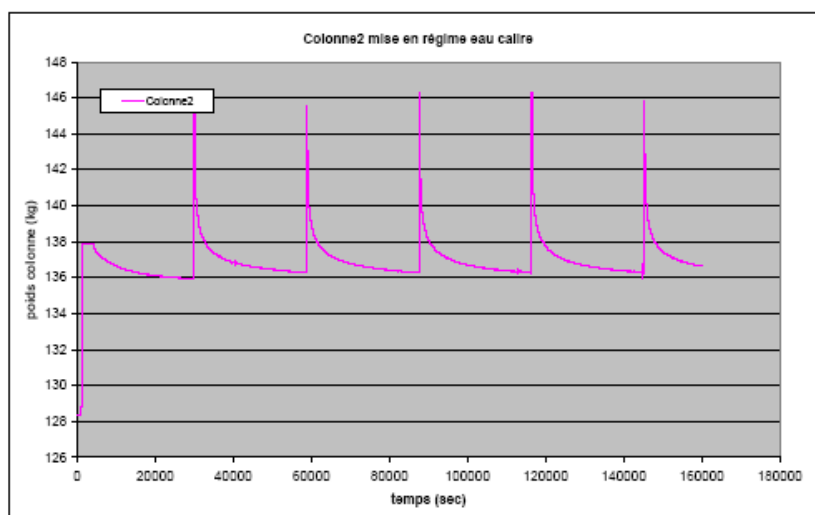
Pour faire cette différenciation, on peut utiliser la méthode par fumigation (norme FD ISO 14240-2) qui permet la quantification de la biomasse microbienne par mesure de la quantité de la biomasse organique, essentiellement à partir de microorganismes venant d'être tués. Par fumigation, les cellules microbiennes intactes sont lysées et la matière organique microbienne est libérée. Les échantillons de sol sont fumigés au chloroforme pendant 24 heures. Le carbone organique extrait par le sulfate de potassium 0,5 mol/L est déterminé dans des échantillons fumigés et non fumigés, et l'augmentation du carbone organique extrait est utilisée pour déterminer le carbone de la biomasse microbienne.

En présence d'un acide fort, la matière organique est oxydée et le Chrome(VI) réduit en Chrome(III). La quantité de dichromate restante est titrée en retour.

### *b) Méthode indirecte*

La méthode indirecte basée sur le suivi massique nous donne une évaluation de la quantité d'eau, de biomasse et de matière organique stockées dans une colonne expérimentale remplie de matériau. Cette colonne est montée sur une balance qui permet d'enregistrer de façon continue le poids de celles-ci. Le poids de l'eau injectée sur les colonnes ainsi que celui de l'eau percolant en sortie de colonnes seront également enregistrés en continu [Wan05].

Partant d'un matériau sec, les premières alimentations de la colonne en eaux claires font augmenter la masse de la colonne jusqu'à une valeur stable appelée capacité au champ. Elle permet de connaître la quantité d'eau stockée dans le matériau (Figure 11).



**Figure 11 : Graphe montrant la mise en régime d'une colonne de sable**

Après avoir atteint la capacité au champ et suite à une alimentation de la colonne en eaux usées, la masse des colonnes va augmenter régulièrement en période d'alimentation. Cette augmentation de masse observée est due au développement de la biomasse et aux apports en MES (Figure 12). On peut donc estimer la production de biomasse d'après l'augmentation de poids de la colonne. Lors des périodes de repos, la masse de la colonne



diminue jusqu'à la capacité au champ. Ce résultat donne également une estimation des vitesses de décroissance de la biomasse. Cependant, ces résultats seront à corrélérer avec les analyses directes (MVS, fumigation) car le poids de la colonne comprend également la biomasse morte, les exopolymères du biofilm, le substrat stocké, ainsi que l'eau associée. Il faut remarquer que cette mesure est globale et que l'on ne peut en déduire des profils en fonction de la profondeur.

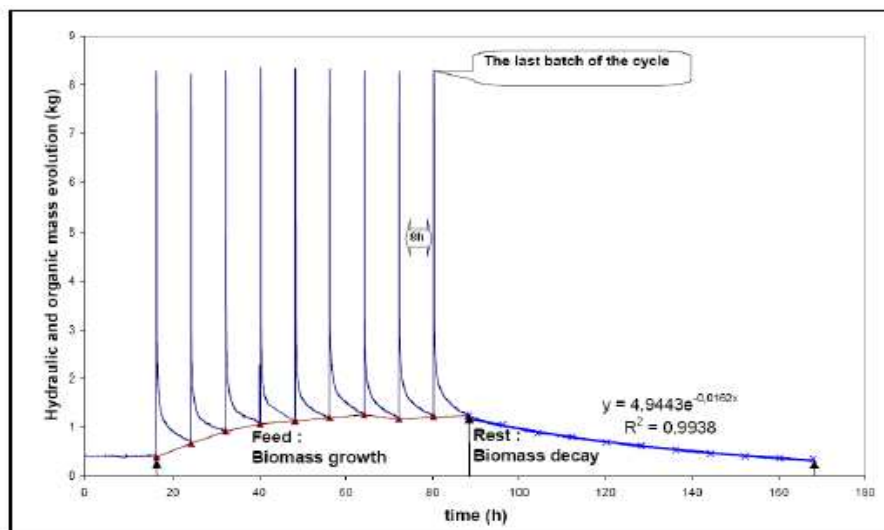


Figure 12 : Exemple de suivi massique pour une colonne de sable pour un régime de 3 bâchées par jour pendant 3 jours suivi d'une période de repos de 4 jours. [Wan05]

#### 2.5.2.5. Modélisation du processus de colmatage

Chabaud [Cha07] propose de modéliser de manière simple le colmatage dû à l'accumulation des particules et de la biomasse par la détermination du degré de vide (porosité) dans le milieu en fonction du temps et de la position (profondeur) dans le filtre.

Les hypothèses retenues pour ce modèle sont les suivantes :

- le régime est stationnaire (équilibre d'écoulement),
- les MVS sont mesurées, les matières minérales sont considérées comme très faibles,
- la température est constante,
- le milieu filtrant est arbitrairement divisé en quatre couches (0-2,5 cm ; 2,5-10 cm ; 10-30 cm et 30-60 cm).

Le modèle développé a été validé par comparaison avec des résultats expérimentaux provenant d'une étude sur 2 réacteurs (colonnes expérimentales où le colmatage, les performances épuratoires et la charge organique et hydraulique sont sous contrôle) ; ensuite, la durée de vie de ces deux réacteurs a été estimée par simulation de ce modèle.

Les durées de vies de ces deux réacteurs (durée de vie de la ou des couche(s) active(s) c'est à dire des couches de surface où la biomasse se développe d'avantage) obtenues par ce modèle sont présentées dans le Tableau 3. Il faut signaler que les réacteurs 1 et 2 ont subi deux charges hydraulique et organique différentes (5 et 12 cm/j respectivement).

Réacteur	Couches considérées	Durée de vie (année)
N°1 (5 cm/j)	1 couche (0 – 2,5)	15
	2 couches (0 – 2,5 et 2,5 - 10)	36
N°2 (12 cm/j)	1 couche (0 – 2,5)	7
	2 couches (0 – 2,5 et 2,5 - 10)	16

Tableau 3 : Estimation de la durée de vie ( $\Delta t$ ) des deux réacteurs [Cha07]

## 2.6. OPTIMISATION DES PERFORMANCES EPURATOIRES DES FILTRES A SABLE

Pour optimiser les performances épuratoires des filtres d'ANC, il est nécessaire de connaître les paramètres influençant la qualité de l'épuration et leurs interactions. Les performances épuratoires de ces systèmes dépendent principalement de leur conception, des caractéristiques du milieu filtrant, de leur alimentation et des conditions climatiques locales [Cha07].

### ▪ *Les caractéristiques du sol*

Les petites particules vont engendrer une filtration fine et augmenter les opportunités de contact des micro-organismes avec la surface et donc favoriser leur fixation, cependant, ils présentent un risque de colmatage rapide.

### ▪ *Le temps de contact et la charge hydraulique appliquée*

Des vitesses d'écoulement trop rapides ne permettent pas un temps de contact suffisant entre l'effluent et le sol. Or, le temps de contact favorise la filtration, la probabilité de rétention des MES, la réduction de la DBO<sub>5</sub> à travers les réactions biochimiques, l'élimination des bactéries et l'inactivation des virus. Le temps de séjour est donc un paramètre d'efficacité d'épuration du filtre. Il est directement relié aux charges hydrauliques appliquées qui déterminent l'épaisseur de la zone non saturée dans laquelle a lieu l'épuration [Cha07].

La charge hydraulique appliquée à un système filtrant doit aussi permettre un équilibre biologique entre le taux de croissance des bactéries, le taux de dégradation de la biomasse et de prédation de façon à prévenir le colmatage découlant d'une accumulation de biomasse, surtout dans la couche supérieure du filtre.

Les autres modalités d'alimentation telles que la distribution de l'effluent et la séquence d'alimentation influencent les performances épuratoires [Aus02], [Del02]. Par exemple, une distribution uniforme améliore la répartition des effluents au niveau de la surface d'infiltration et une surface plus importante du système participe au traitement.

Quel que soit le mode de fonctionnement hydraulique imposé, la conception optimale du système devrait donc permettre la mise en place d'une zone non saturée indispensable à l'oxydation des matières organiques et favorisant la rétention des composés minéraux et des micro-organismes.

### ▪ *L'oxygénation des massifs*

L'alimentation des systèmes doit se faire en alternance ou en continu avec un faible débit pour permettre les transferts d'oxygène afin de ne pas altérer la dégradation des matières organiques ni de développer un colmatage trop important.

- *L'épaisseur*

L'épaisseur du filtre ne joue pas un rôle important dans l'élimination des matières organiques. De nombreuses études s'accordent à dire que l'épuration a lieu dans les 10-15 premiers centimètres des massifs [Mai98], [Ste99], [Van04]. En revanche, une hauteur minimale de 50 cm est nécessaire pour des raisons hydrauliques de création d'une zone non saturée indispensable à la dégradation de la pollution (Figure 5).

## **2.7. DIAGNOSTIC DES INSTALLATIONS**

Le contrôle de conception et d'implantation des ouvrages (existants et nouveaux) doit montrer la conformité aux règles techniques fixées par les deux arrêtés du 6 mai 1996 [Arr96].

La nouvelle loi du 31 décembre 2006 [Loi06] sur l'eau et les milieux aquatiques vient de préciser et de compléter les modalités de ce contrôle et les obligations des propriétaires, définies par l'arrêté du 6 mai 1996 [Arr96].

Seules les installations existant avant la création des SPANC et n'ayant jamais donné lieu à un contrôle de la part de celui-ci sont concernées par le contrôle de diagnostic de l'existant (ouvrages en place). Le diagnostic de l'existant correspond en quelque sorte aux contrôles de conception, d'implantation et de bon fonctionnement. Ce contrôle reprend les points fondamentaux des contrôles prévus pour les installations neuves ou réhabilitées que nous allons voir ci-après.

### **2.7.1. Contrôle technique des ouvrages neufs**

- *Les communes sont tenues d'effectuer un contrôle technique sur la conception, l'implantation et la réalisation des ouvrages, ce dernier contrôle devait être réalisé avant remblaiement des ouvrages pour les installations nouvelles.*

Ce contrôle de conception et d'implantation doit permettre de vérifier que la filière fait partie des dispositifs réglementaires à l'époque de sa réalisation (sauf dérogation préfectorale), qu'elle est correctement dimensionnée, que son mode de rejet (sol ou milieu hydraulique superficiel) est compatible avec les caractéristiques du sol et les objectifs de qualité du milieu récepteur et que son implantation est compatible avec les zones de protection des captages et les distances minimales à respecter.

Le contrôle de réalisation des installations nouvelles s'appuiera sur les modalités de mise en œuvre de la norme XP DTU 64-1.

- *Les communes doivent également contrôler périodiquement le bon fonctionnement des ouvrages et notamment le bon écoulement des effluents depuis le regard de branchement jusqu'au dispositif assurant le traitement et éventuellement l'infiltration, l'accumulation normale des boues dans la fosse toutes eaux, l'absence d'odeurs ou d'eaux stagnantes en surface du terrain, le bon état des ventilations.*

Dans le cas d'un rejet en milieu hydraulique superficiel, un contrôle de la qualité des rejets peut être effectué.

### **2.7.2. Diagnostic technique des ouvrages en place**

En plus des points précédents, le contrôle des ouvrages existants doit examiner les points suivants :

- vérifier l'existence ou non d'une ou plusieurs installations,
- recueillir ou réaliser une description de l'installation,
- identifier la conformité du dispositif par rapport à la réglementation en vigueur lors de sa réalisation ou réhabilitation,
- repérer les défauts liés à la conception ou au vieillissement des différents ouvrages de l'installation,
- évaluer la qualité de la collecte (raccordement effectif de l'ensemble des eaux usées et absence de raccordement d'eau pluviale...),
- identifier les sorties des eaux usées, la destination des eaux pluviales et des drains,
- vérifier l'accessibilité des regards et des tampons pour l'entretien,
- caractériser le point de rejet envisageable en cas de réhabilitation et son acceptabilité par le milieu récepteur,
- contrôler le fonctionnement de l'ouvrage vis-à-vis de la salubrité publique, de la préservation de la qualité des eaux superficielles et souterraines, des inconvénients de voisinage (odeurs notamment) et de la sécurité,
- contrôler la destination et la qualité des eaux épurées.

### **2.7.3. Rapport de diagnostic ou de contrôle**

À l'issue de ce contrôle et suite à l'analyse des données obtenues, un rapport de visite est rédigé. Ce rapport précise l'entretien nécessaire, les non conformités relevées et le type de travaux à réaliser. Il est éventuellement proposé au particulier d'envisager une réhabilitation de son installation.

Le propriétaire de l'installation doit faire procéder aux travaux prescrits par le document établi, dans un délai de quatre ans suivant sa réalisation, lorsqu'il a été constaté un dysfonctionnement et/ou une non conformité au regard de la réglementation en vigueur lors de l'installation initiale ou de la réhabilitation.

### **2.7.4. Conclusion sur le diagnostic**

On peut constater que le contrôle et le diagnostic des installations d'ANC se fait d'une manière globale, notamment en ce qui concerne les massifs filtrants. Pour ces derniers, et dans le cas d'un filtre neuf, il n'existe aucun contrôle de l'état de serrage et des caractéristiques du matériau mis en place (densité) ainsi que d'épaisseurs des différentes couches lors de la réception de l'ouvrage, bien que le fonctionnement hydraulique soit très sensible à ces paramètres par l'augmentation ou la réduction de la porosité. Cet état initial de porosité ou de densité peut aussi jouer un rôle négatif ou positif sur la durée de vie de l'ouvrage.

Le diagnostic des filtres en place reste lui aussi superficiel et global. En absence de dysfonctionnement visible l'état du filtre est jugé conforme. Comme exemples de dysfonctionnement visible on peut citer : l'engorgement ou carrément le blocage de l'infiltration à l'entrée de l'alimentation, des rejets non-conformes à la sortie du filtre... Ce type de constatation ne permet pas toujours d'évaluer l'état de fonctionnement du filtre à

court ou à long terme. Il est donc important de comprendre l'état de fonctionnement intérieur d'un filtre et d'en estimer l'état afin de mieux maîtriser sa durée de vie.

A l'heure actuelle, il n'existe pas d'outil ou de méthodologie, non destructeur, capable de donner une indication sur l'état du fonctionnement des massifs filtrants. Il y a donc un réel besoin d'approfondir les connaissances sur le fonctionnement de ces systèmes trop longtemps considérés comme une boîte noire. À travers les travaux effectués dans le cadre de cette thèse, nous visons à développer et à dégager des outils et une méthodologie de diagnostic permettant d'accéder à l'état de ces systèmes.

## **2.8. CONCLUSIONS**

Au laboratoire, les méthodes de caractérisation et de quantification du colmatage sont les plus souvent utilisées pour comprendre la dynamique de la croissance de la biomasse et la contribution des différents facteurs à l'optimisation du fonctionnement des filtres à sable. A travers ces différentes méthodes expérimentales et au cours des années, plusieurs modèles théoriques ont été développés pour permettre, à partir de la connaissance des facteurs d'influence et des caractéristiques du matériau, de prédire l'état futur du massif filtrant. Le bilan est que ces modélisations restent insuffisantes à cause de la complexité et de la nature des interactions des processus physiques, chimiques et biologiques qui se déroulent au sein des massifs et qui rendent difficile l'amélioration des connaissances.

C'est encore plus difficile in situ, où il n'existe pas à ce jour de méthode de caractérisation et aucun outil ou méthodologie opérationnelle pour juger de l'état d'un filtre à sable vis-à-vis du colmatage. Les outils proposés et testés lors de ce travail et qui seront présentés en troisième partie de ce mémoire ont pour objectif d'apporter des éléments de réponse même partiels à ce problème.

## CHAPITRE 3 : PROBLEMATIQUES INDUSTRIELLE ET SCIENTIFIQUE

### 3.1. LES CONDITIONS LIMITES DE BON FONCTIONNEMENT D'UN ANC

On a vu à travers la synthèse bibliographique que les ouvrages d'ANC présentent un intérêt majeur, que ce soit sur le plan économique (coût, gestion) ou technique (épuration). Mais ces ouvrages nécessitent des études plus approfondies afin de lever les incertitudes concernant les préconisations de matériaux utilisables, les préconisations de mise en œuvre, la connaissance fine des mécanismes épuratoires au sein du filtre et l'estimation de leur durée de vie.

Le fonctionnement des filtres à sable vis-à-vis des performances épuratoires et de la croissance de la biomasse, dépend essentiellement de deux paramètres : l'aération (oxygénation) et le temps de séjour (ou vitesse d'infiltration ou encore conductivité hydraulique) de l'effluent au sein du filtre ; il faut rappeler ici qu'une bonne aération (oxygénation) est nécessaire pour la régulation de la croissance de la biomasse, ce qui augmente la durée de vie du filtre, et pour la dégradation de la pollution par les mécanismes biochimiques permettant l'obtention de bonnes performances épuratoires.

Pour résumer, pour qu'un filtre fonctionne bien, il ne faut pas :

- une conductivité hydraulique trop forte sinon cela conduit à l'obtention de mauvaises performances épuratoires ; de fortes conductivités hydrauliques vont générer des écoulements localisés, rapides, nuisibles aux performances épuratoires (temps de contact trop court, décrochage de biomasse...),
- une conductivité hydraulique trop faible sinon la durée de vie de l'ouvrage risque d'être considérablement réduite (colmatage précoce) ; au contraire, des conductivités hydrauliques fortes, les conductivités hydrauliques trop faibles du matériau vierge vont induire des risques d'engorgement du massif par la biomasse pouvant conduire à un fonctionnement en anaérobie du système et à un colmatage prématuré de ce dernier.

Tout l'enjeu se concentre donc autour de la détermination des seuils de conductivité hydraulique optimum afin de juger du bon fonctionnement ou non d'un filtre d'ANC. Pour cela il sera nécessaire de rechercher l'intervalle des conductivités hydrauliques entre la conductivité hydraulique minimale  $k_{\min}$  et la conductivité hydraulique maximale  $k_{\max}$  pour lequel le filtre fonctionne correctement ; cette recherche s'appuiera sur des études expérimentales sur colonnes et se fera de façon à :

- obtenir des performances épuratoires conformes à la réglementation en vigueur,
- réunir les conditions de bon développement de la biomasse.

Pour optimiser le fonctionnement d'un filtre neuf, une fois l'intervalle de conductivité hydraulique optimum défini, il sera indispensable de déterminer à partir des caractéristiques physiques du matériau, son potentiel de filtration (conductivité hydraulique) et ses conditions de mise en œuvre (densité). Pour établir le diagnostic d'un filtre en place, il faudra donc estimer sa conductivité hydraulique en place.

Ces deux objectifs sont les points essentiels de la problématique industrielle du travail que nous allons détailler dans ce qui suit.

### 3.2. PROBLEMATIQUE INDUSTRIELLE

#### ▪ *Des connaissances insuffisantes*

L'état de l'art montre que les industriels ne disposent pas actuellement des connaissances leur permettant de gérer leurs ANC.

##### *1) des connaissances ne permettent pas de connaître l'état de santé d'un ANC en service*

Evaluer l'état de santé d'un filtre à sable nécessite d'accéder à la connaissance de différents éléments physique, mécanique et hydraulique, lié à sa conception (type de sable, hauteur de sable et des différentes couches, état de serrage, porosité...), ainsi que des éléments liés à l'activité biochimique (performances épuratoires, taux de colmatage, humidité...). La complexité de l'approche, liée à l'impossibilité d'avoir directement accès aux filtres en service généralement enterrés, requiert de développer des outils permettant de définir ces paramètres sans détruire ni attenter au fonctionnement des systèmes. Ces outils ont également pour objectif de garantir le bon fonctionnement d'installations neuves par une mise en œuvre précise et contrôlable lors de l'installation. La définition de ces outils doit s'appuyer sur des recommandations scientifiquement étayées et largement partagées auxquelles cette étude s'attache à répondre.

##### *2) des connaissances ne permettent pas le dimensionnement*

La réglementation pour les dispositifs d'ANC reste évasive en ce qui concerne les matériaux utilisables, leur mise en œuvre et le dimensionnement. Il apparaît, au regard des connaissances scientifiques actuelles, que divers points de la mise en œuvre des filtres à sable recommandés en ANC sont contestables (distribution des effluents non homogène, tassements préférentiels, absence de recommandations sur l'utilisation de sables concassés ou roulés et leur mise en œuvre, dimensionnement, utilisation de géotextiles, cinétique d'écoulements et d'aération...). Pour ces raisons, les gestionnaires de ce type d'ouvrages ont lancé des recherches dans ce domaine pour essayer de mieux comprendre les phénomènes régissant leur fonctionnement et tenter ainsi d'améliorer cette filière sur le plan de la durabilité, de la fiabilité et de l'optimisation.

##### *3) des connaissances ne permettent pas de prévoir le vieillissement*

De plus, le vieillissement du parc existant des ANC nécessite un diagnostic de leur état de fonctionnement pour établir, le cas échéant, des stratégies de réhabilitation et de gestion. Or, le diagnostic d'état des filtres en place est rendu délicat par l'absence à l'heure actuelle d'outils et de méthodes non destructifs et adaptés aux contraintes locales d'implantation du système (filtre enterré, accessibilité limitée, ouvrage implanté sur une emprise privative...).

Les objectifs industriels seront par conséquent les suivants:

- développer une méthodologie de diagnostic de l'état des filtres d'ANC, par la mise au point d'outils et de techniques adaptés aux contraintes de site et économiquement réalistes,
- mieux comprendre le fonctionnement de ces systèmes afin de pouvoir définir l'espérance de vie des installations neuves ou existantes, d'estimer leur évolution et de donner des préconisations quant aux matériaux utilisables et à leur mise en

œuvre. Cette phase nécessite une connaissance approfondie des cinétiques des différents mécanismes physiques et biochimiques de fonctionnement et sera abordée par l'intermédiaire d'expérimentation en conditions contrôlées en laboratoire et in situ.

Ces expérimentations permettent de ressortir de nouveaux éléments en terme de dimensionnement et de mise en œuvre au regard des performances épuratoires et du risque de colmatage des systèmes.

### **3.3. PROBLEMATIQUE SCIENTIFIQUE : ESTIMATION DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE EN PLACE**

Il a été montré que le paramètre le plus important gouvernant le fonctionnement des filtres à sable d'ANC est la conductivité hydraulique. En effet, la connaissance de la conductivité hydraulique est nécessaire pour pouvoir juger de l'aptitude du milieu à filtrer les eaux usées et à ne pas se colmater tout en assurant un rendement épuratoire efficace sur la durée de vis de l'ouvrage.

Or, la mesure directe de la conductivité hydraulique dans les filtres à sable in situ est très délicate parce qu'elle présente une variabilité dans le temps (croissance-décroissance de la biomasse et variation du degré de saturation...) et dans l'espace (hétérogénéités de densité du massif). De plus, il existe à l'heure actuelle peu de méthodes de mesure directe non destructives adaptées aux contraintes de mise en œuvre des filtres (filtre enterré sous deux couches : terre végétale et gravier).

Il est donc nécessaire de passer par des méthodes d'estimation indirectes, cette estimation devant pouvoir être réalisée pour un filtre neuf ou existant (en place). Ces méthodes devront permettre de repérer les zones colmatées dans la cartographie générale afin de les prendre en compte dans le calcul de la conductivité hydraulique globale du filtre qui sera ensuite comparée à l'intervalle de bon fonctionnement prédéfini [ $k_{\min}$  ;  $k_{\max}$ ] pour juger de son état. L'organigramme donné Figure 13 ci-dessous explique la démarche scientifique proposée dans cette thèse.

Plusieurs questions successives se posent pour estimer la conductivité hydraulique d'un filtre en place ou d'un filtre neuf :

Q1 : parmi les nombreux modèles qui existent dans la littérature, quel modèle prédictif de la conductivité hydraulique choisir ?

Q2 : quels sont alors les paramètres qu'il faut intégrer dans le modèle ?

Q3 : quelles sont les limites de validité opérationnelles du modèle retenu ? Comment peut-on, si nécessaire, adapter ce modèle à notre problématique ?

Enfin, il faut signaler que ce travail traite une partie de la problématique liée à l'utilisation nouvelle et à terme obligatoire des sables concassés comme solution alternative aux sables alluvionnaires roulés, composants de base de ces filtres, du fait des nouvelles contraintes environnementales qui tendent à réduire puis à éliminer l'utilisation des matériaux alluvionnaires. Cette utilisation de sables concassés risque d'aboutir à une modification de



l'efficacité épuratoire et du comportement de ces ouvrages ; il est donc primordial de commencer à étudier l'influence des caractéristiques de ces nouveaux matériaux.

Les points B, E et F ont été plus particulièrement développés dans ce travail.

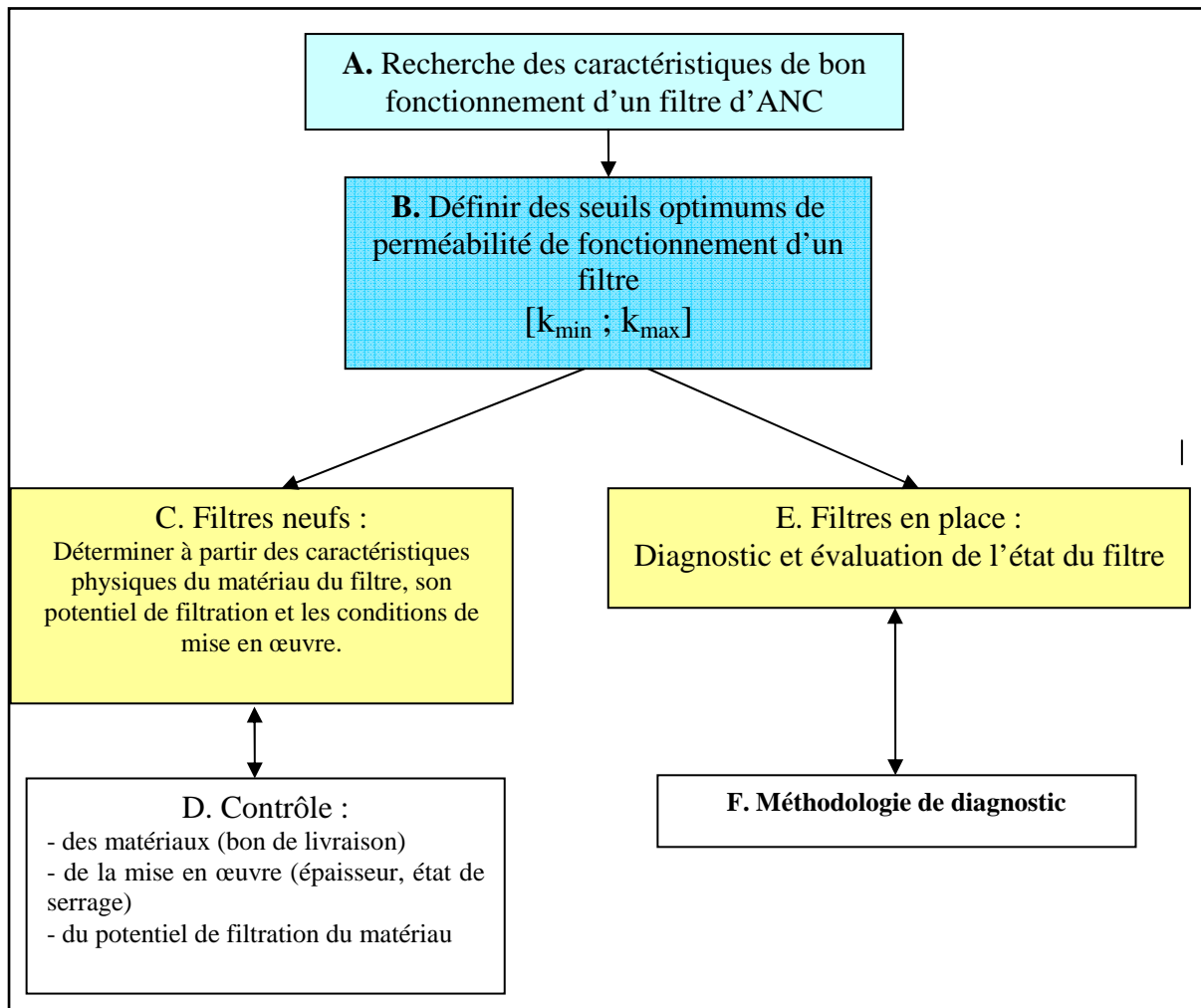


Figure 13 : Organigramme explicatif de la démarche scientifique proposée

## **PARTIE II : ESTIMATION EN PLACE DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE DES FILTRES**

### **INTRODUCTION : RAPPEL DE LA DEMARCHE GLOBALE ADOPTEE**

Comme cela été expliqué dans la démarche scientifique de ce travail (partie I/paragraphe 3.3), la recherche des performances épuratoires d'un filtre à sable nécessite la connaissance des modes de fonctionnement hydraulique (infiltration) et épuratoire (filtration). Classiquement, un filtre à sable fonctionne presque toujours en conditions non saturées. Ce type de fonctionnement favorise le développement des bactéries assurant la dégradation de la pollution présente dans l'effluent du fait de la présence de l'oxygène de l'air.

Le but principal de cette étude est de proposer une méthodologie d'estimation en place de la conductivité hydraulique d'un filtre à partir de la connaissance des caractéristiques géotechniques du matériau utilisé dans le filtre.

Il existe plusieurs méthodes d'estimation de la conductivité hydraulique à partir de la connaissance des caractéristiques du sol ; ces méthodes seront abordées plus loin dans le rapport. Du fait que les filtres à sable fonctionnent en général en conditions non saturées, la conductivité hydraulique non saturée est le paramètre principal pour en comprendre le fonctionnement hydraulique. Or, la détermination de ce paramètre nécessite l'obtention de deux autres paramètres à savoir : la conductivité hydraulique saturée et la conductivité hydraulique relative.

#### *i) Conductivité hydraulique saturée*

L'estimation de la conductivité hydraulique saturée d'un filtre à sable est le premier objectif de cette partie et est abordée au chapitre 2.

La conductivité hydraulique saturée notée  $k_s$  dépend principalement des caractéristiques physiques du matériau telles la distribution de la taille des grains et la forme des particules, ainsi que de l'état de serrage des grains (densité) et de la nature du fluide de percolation (viscosité). Dans la littérature, plusieurs chercheurs ont proposé des formules empiriques basées sur ces caractéristiques afin de prédire  $k_s$  (Hazen 1853, Terzaghi 1925, Fair et Hatch 1933, Beyer 1964, Bialas 1970, Cosby 1984, Brakensiek 1984, Saxton 1986, Vereecken 1990, Jabro 1992, Alyamani 1993, James et Sperry 1995, Boadu 2000, Carrier 2003, Chapuis 2004, Cronican 2004). Notre travail a donc été de rechercher les formules les plus pertinentes et les mieux appropriées pour estimer  $k_s$  dans les sables de filtration utilisés dans les filtres des ANC, de vérifier leur validité sur ce type de matériau et de choisir ou de proposer la formule estimant au mieux la conductivité hydraulique saturée à partir de paramètres mesurables in situ.

#### *ii) Conductivité hydraulique non saturée*

La conductivité hydraulique non saturée notée  $k_u$  dépend de la conductivité hydraulique saturée  $k_s$  et la conductivité hydraulique relative  $k_r$ .

Il existe dans la littérature trois approches principales pour prédire  $k_r$  : les approches empiriques (Wind 1955, Gardner 1958, Brooks and Corey 1964, Rijtema 1965), les approches statistiques microscopiques et les approches statistiques macroscopiques (Childs and Collis-

George 1950, Burline 1953, Mualem 1976b) ; l'estimation de  $k_r$  fera l'objet du chapitre 3 de cette partie.

Avant d'aborder les différents travaux réalisés pour estimer ces 2 conductivités hydrauliques, nous allons dans ce premier chapitre présenter le cadre expérimental de notre étude ainsi que l'approche proposée, les outils utilisés et les caractéristiques des matériaux sur lesquels ont été réalisés les essais expérimentaux.

## **CHAPITRE 1 : ETUDE EXPERIMENTALE DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE**

### **1.1. DEMARCHE EXPERIMENTALE MISE EN PLACE**

Afin d'étudier la conductivité hydraulique des matériaux composant les filtres d'ANC, un programme expérimental a été élaboré. Il a consisté à définir et choisir les matériaux d'étude et définir les essais à réaliser.

#### **1.1.1. Choix des matériaux d'étude**

Nous avons choisi de travailler sur trois matériaux de référence : un sable roulé et un sable concassé de même minéralogie et de distribution granulométrique semblable et un sable roulé plus grossier et de granulométrie plus étalée. Ces trois sables ont été choisis de telle sorte que leur courbe granulométrique soit située sur les extrémités du fuseau de préconisation du DTU 64.1 [XP98] (Figure 14) afin de vérifier et de comparer leur conformité en matière de fonctionnements hydraulique et épuratoire aux exigences de cette même norme [XP98] et de pouvoir ainsi couvrir le panel granulométrique de l'ensemble des matériaux autorisés à l'heure actuelle pour ce type d'ouvrage. De plus, nous avons volontairement choisi 2 sables de granulométrie équivalente mais de forme de particules différentes afin d'étudier l'influence de ce paramètre sur les fonctionnements hydraulique et épuratoire.

#### **1.1.2. Essais réalisés**

Sur chacun des sables, plusieurs essais ont été menés :

- i) Identification géotechnique (chapitre 1)
- ii) Etude de la conductivité hydraulique (chapitre 2 et 3)
- iii) Efficacité des outils de diagnostic (partie III)

##### *i) Identification géotechnique*

Une identification géotechnique en laboratoire des différentes caractéristiques physico-mécaniques a été réalisée sur ces trois matériaux de références.

##### *ii) Etude de la conductivité hydraulique*

Ensuite, nous avons réalisé sur ces trois sables une série d'études sur la conductivité hydraulique dont les résultats sont présentés dans cette partie.

La détermination directe de  $k_s$  est basée sur la norme [NF X30-441] et pour le cas des sables d'ANC sur un test d'infiltration appelé test de Grant. Une première procédure permet la détermination du  $k_s$  à charge constante dans un perméamètre à parois rigides pour un écoulement laminaire du fluide à travers un sol (configuration Darcy). Une deuxième procédure considère le test de Grant comme un test d'infiltration simple, qui permet alors d'estimer l'ordre de grandeur du  $k_s$  des sables de filtration in situ. Les procédures associées à ces deux techniques sont présentées en détails au paragraphe 2.2.3.1).

Les essais de conductivité hydraulique saturée  $k_s$  ont été effectués en fonction de la gamme possible de l'indice des vides (densités sèches maximale et minimale) pour chaque

sable. Pour l'essai Darcy, un total de 25 essais par sable a été réalisé à l'eau claire (5 densités  $\times$  3 essais par densité = 15), à l'eau usée (3 densités  $\times$  3 essais par densité = 9) et à l'eau claire après colonisation par la biomasse (1 densité  $\times$  1 essai = 1). Les degrés de saturation ont été estimés par pesée à chaque étape.

Concernant la conductivité hydraulique non saturée  $k_u$ , le programme expérimental mis en place est présenté dans le chapitre 3 avant la présentation des résultats.

### *iii) Efficacité des outils de diagnostic*

Enfin des essais pour tester l'efficacité des outils de diagnostic proposés dans le cadre de cette étude ont été réalisés ; les résultats seront présentés dans la partie III.

## **1.2. CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DES MATERIAUX DE REFERENCE ETUDIES**

Les sables filtrants utilisés dans les filtres des ANC doivent posséder des caractéristiques qui leur permettent de remplir leur rôle, c'est-à-dire offrir une bonne capacité à dégrader la pollution qui se trouve dans les eaux usées en offrant des performances épuratoires acceptables.

Les trois sables retenus pour cette étude sont susceptibles d'être utilisés dans les ouvrages d'ANC. Ils proviennent tous de la région de Rhône Alpes. Le premier et le deuxième sable sont des sables alluvionnaires naturels notés R-Lafarge et R-Sograp de formation sédimentaire. Le troisième noté C-Sograp est un sable constitué à partir des pierres concassées provenant d'une sédimentation alluvionnaire de même minéralogie que le R-Sograp.

<b>Caractéristiques</b>	<b>R-Lafarge</b>	<b>R-Sograp</b>	<b>C-Sograp</b>
Nature	grossier	Moyen	moyen
% fines (<80 $\mu$ m)	< 3%	< 3%	< 3%
Forme des particules	Roulé	Roulé	Concassé
$D_{max}$ (mm)	4 mm	4 mm	4 mm

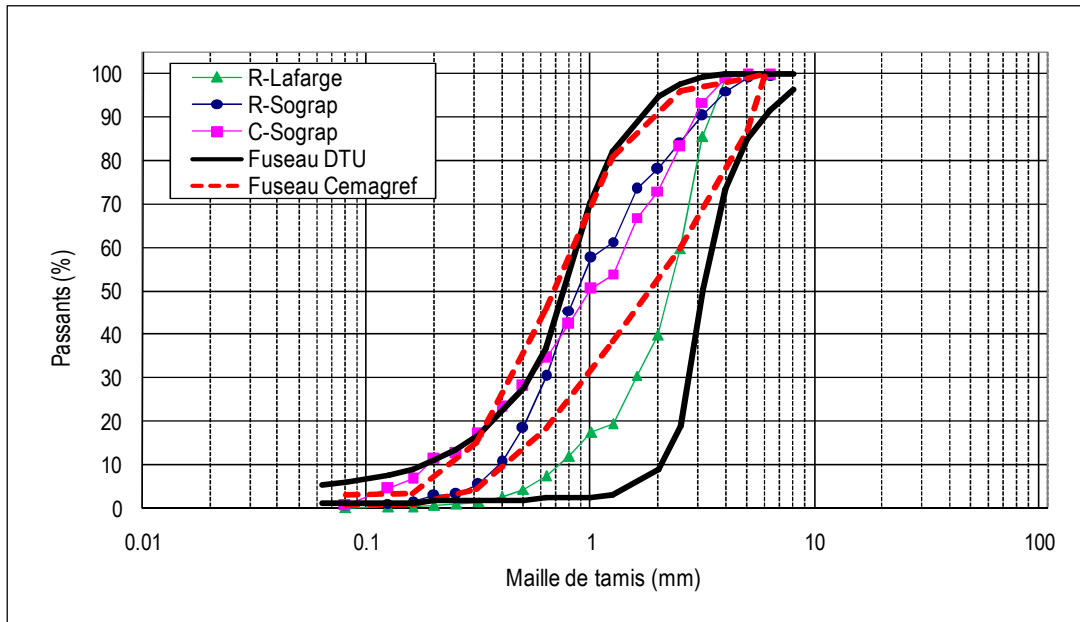
**Tableau 4 : Origines des sables de référence**

Les caractéristiques physiques et mécaniques de ces trois matériaux sont présentées ci-après.

### **1.2.1. Granulométries des sables de référence**

Les analyses granulométriques ont été effectuées selon la norme [NF P 94-056].

On a réalisé cinq analyses granulométriques par voie sèche pour chacun des sables, afin d'obtenir un fuseau granulométrique et une courbe moyenne représentative ainsi que pour vérifier la répétabilité des résultats. Les courbes moyennes pour chaque sable ainsi que les exigences des fuseaux DTU et Cemagref [Gue00] sont présentées ci-dessous.



**Figure 14: Granulométrie des trois sables de référence et présentation des deux fuseaux de préconisation**

À partir de ces résultats, on constate bien que les 3 sables de référence choisis sont situés comme nous le souhaitons vis-à-vis des fuseaux DTU et Cemagref. En effet, le R-Lafarge est situé en dehors du fuseau Cemagref et à droite du fuseau de préconisation DTU. Les deux autres sables (roulé et concassé Sograp) possèdent une granulométrie sensiblement équivalente et située sur la partie gauche des deux fuseaux.

Les valeurs moyennes des diamètres effectifs en (mm):  $d_{10}$ ,  $d_{60}$ ,  $d_{30}$ , ainsi que le coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) et de courbure ( $C_c$ ) de la distribution granulométrique sont présentés Tableau 5. Les écarts-types calculés à partir de 5 essais pour chacun de ces paramètres montrent l'homogénéité des échantillons et la bonne répétitivité des essais (Tableau 5). Nous rappelons ici la définition des paramètres  $C_u$  et  $C_c$ .

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad \text{Équation 1}$$

$$C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{60} \cdot d_{10}} \quad \text{Équation 2}$$

Caractéristiques granulométriques	R-Lafarge	R-Sograp	C-Sograp	Préconisations DTU	Préconisations Cemagref
$d_{10}$ (mm)	0,72±0,06	0,39±0,01	0,19±0,03	[0,18 – 2,00]	[0,25 – 0,40]
$d_{30}$ (mm)	1,58±0,08	0,62±0,02	0,53±0,08	/	/
$d_{60}$ (mm)	2,50±0,06	1,15±0,10	1,40±0,15	/	/
$C_u$	3,47±0,20	2,98±0,21	7,49±0,50	[1,00 – 18,50]	[3,00 – 6,00]
$C_c$	1,38±0,02	0,88±0,08	1,08±0,05	/	/
$D_{max}$ (mm)	[4,0 – 5,0]	[4,0 – 5,0]	[4,0 – 5,0]	/	/
Passant à 2 mm	40%	78%	73%	/	/
Fines-passant à 80µm	< 1%	< 1%	< 3%	à éviter	< 3%

**Tableau 5 : Caractéristiques granulométriques des 3 sables de référence**

a) Analyse du  $d_{10}$

L'analyse du  $d_{10}$  montre que le sable C-Sograp répond aux préconisations du DTU mais ne répond pas à celles du Cemagref. Le  $d_{10}$  du sable R-Sograp est conforme aux 2 préconisations, tandis que celui du sable R-Lafarge est conforme au fuseau DTU mais incompatible avec le fuseau préconisé par le Cemagref.

b) Analyse du  $C_u$

Concernant la valeur de  $C_u$ , les 3 sables sont conformes aux préconisations du DTU. Par contre, le C-Sograp possède un  $C_u$  incompatible avec les préconisations du Cemagref (granulométrie trop étalée).

### 1.2.2. Caractéristiques de serrage

La détermination des caractéristiques de serrage a consisté en l'obtention des densités Proctor normal et modifié [NF P 94-093] et en l'obtention des densités minimale et maximale (table vibrante) [NF P 94-059] de chaque sable. Les Figures 15 et 16 présentent les courbes obtenues suite aux essais effectués.

a) Courbes Proctor normal

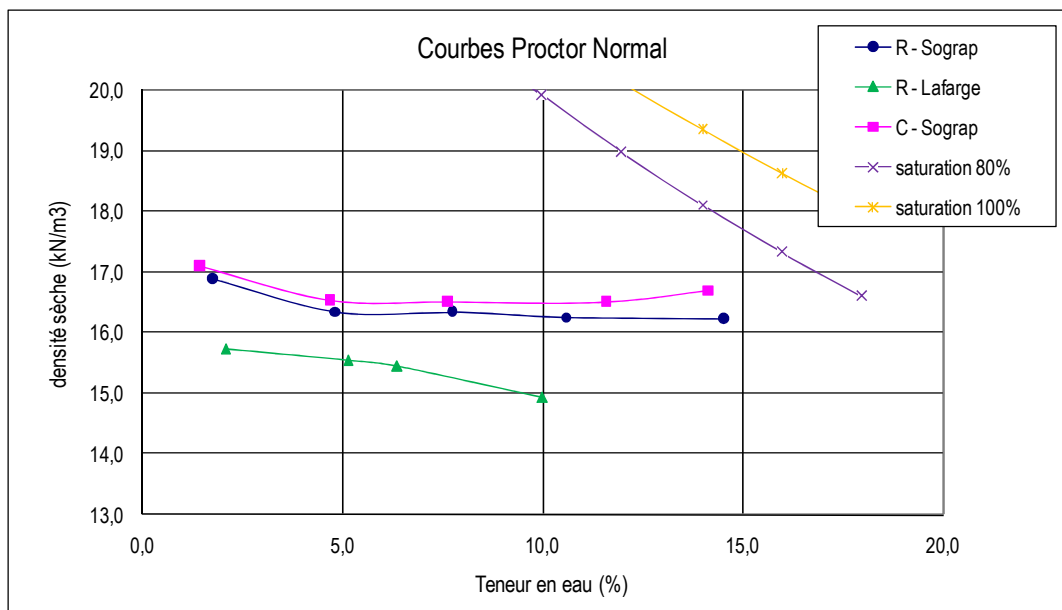


Figure 15: Courbes Proctor normal des sables de référence

On constate que les deux sables Sograp (roulé et concassé) possèdent un comportement identique vis-à-vis du compactage ; ceci peut s'expliquer par l'insensibilité de ce type de matériau à l'eau et par la similarité de leur courbe granulométrique.

Les densités sèches du R-Lafarge sont inférieures aux densités sèches des 2 autres sables Sograp et restent stables à partir d'une faible teneur en eau ; ceci s'explique par la taille et la distribution relativement serrée de sa courbe granulométrique. Par contre pour une teneur en eau faible, on obtient une densité sèche supérieure aux valeurs obtenues lorsque le matériau est humide, ce phénomène peut s'expliquer a priori par une augmentation de la

cohésion entre les grains pour de très faibles valeurs de teneur en eau.

Un autre constat s'impose pour le R-Lafarge ; ce sable a tendance à se drainer rapidement au cours de l'essai Proctor pour les teneurs en eau supérieures à 5 %. Ce phénomène est lié à sa distribution granulométrique grossière favorisant un pourcentage de macropores important ce qui augmente le drainage d'eau sous effets de la gravité et de l'impact de la dame.

### b) Courbes Proctor modifié

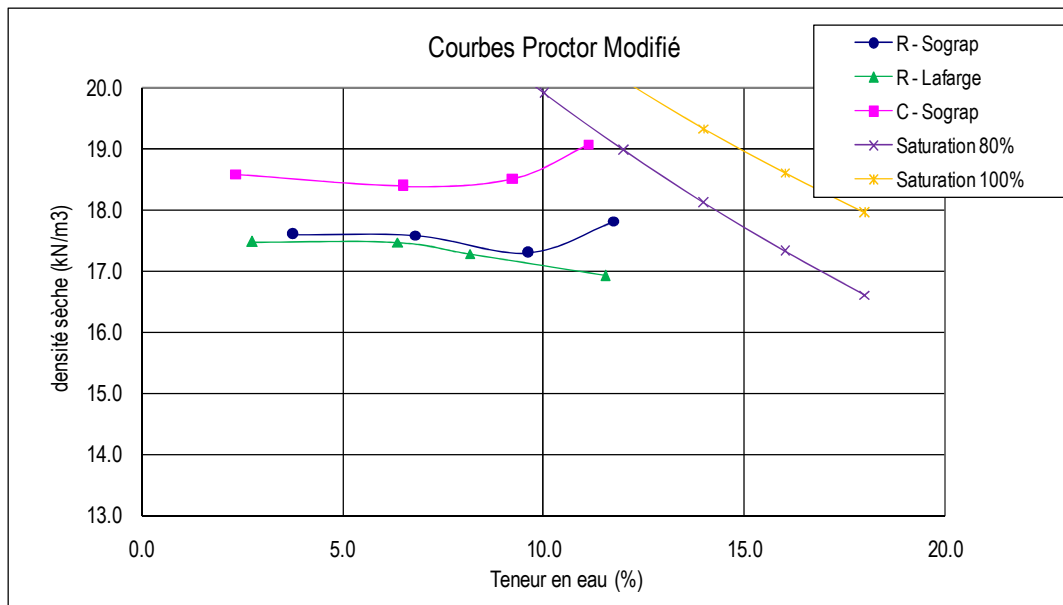


Figure 16: Courbes Proctor modifié des sables de référence

On constate que l'apport d'énergie supplémentaire lors de l'essai Proctor modifié agit différemment sur l'augmentation de la densité sèche selon les matériaux. On constate une augmentation moyenne de 2 points pour le R-Lafarge et le C-Sograp et une augmentation de 1 point de la densité sèche Proctor normale pour le R-Sograp ; ceci peut s'expliquer par la différence de la forme des particules entre les sables roulé et concassé Sograp et par l'influence de la taille et de la distribution granulométrique du R-Lafarge.

Le Tableau 6 résume les résultats des essais Proctor normal et modifié (OPN et OPM).

Sable	Roulé Lafarge	Roulé Sograp	Concassé Sograp
$\gamma_{OPN}$ (kN/m <sup>3</sup> )	15,5	16,5	16,5
$\gamma_{OPM}$ (kN/m <sup>3</sup> )	17,5	17,5	18,5

Tableau 6: Caractéristiques Proctor des sables de référence (Proctor normal et modifié)

### c) Densités minimale et maximale

Concernant les densités minimales et maximales (table vibrante) [NF P 94-059] ( $\gamma_{dmin}$  ;  $\gamma_{dmax}$ ), les valeurs moyennes des essais effectués ainsi que les indices de vide « e », les porosités « n » et les teneurs en eau de saturation correspondant à chaque état de densité des trois sables de référence sont présentés avec les écarts-types au Tableau 7. Les faibles écarts-



types sur les densités maximales et minimales calculés à partir de 5 essais montrent l'homogénéité des échantillons et la bonne répétitivité des essais (Tableau 7).

		<b>Roulé Lafarge</b>	<b>Roulé Sograp</b>	<b>Concassé Sograp</b>
Densités minimales	$\gamma_{d\ min}$ (kN/m <sup>3</sup> )	15,4±0,12	15,1±0,13	15,0±0,15
	$e_{max}$	0,72±0,01	0,76±0,01	0,77±0,02
	$n_{max}$ (%)	41,9±0,44	43,0±0,48	43,5±0,56
	$\omega_{sat}$ (%)	26,7±0,49	28,0±0,55	28,5±0,65
Densités maximales	$\gamma_{d\ max}$ (kN/m <sup>3</sup> )	17,6±0,07	17,9±0,13	17,9±0,23
	$e_{min}$	0,50±0,01	0,48±0,01	0,48±0,02
	$n_{min}$ (%)	33,5±0,28	32,5±0,49	32,5±0,86
	$\omega_{sat}$ (%)	18,7±0,24	17,9±0,40	17,9±0,70

**Tableau 7: Densités minimales et maximales des sables de référence**

### 1.2.3. Autres caractéristiques et classification GTR\*

Note : GTR\* : guide des terrassements routiers Français 1992.

Il s'agit de deux caractéristiques suivantes : la valeur de bleu de méthylène (VBS) [NF P 94-068] et le coefficient d'écoulement ( $E_c$ ) [NF EN 933-6].

À titre de rappel, l'essai VBS permet d'estimer la sensibilité à l'eau de la fraction argileuse du sol et le coefficient d'écoulement des grains d'apprécier les propriétés géométriques et plus précisément l'angularité des grains.

Les résultats obtenus pour les trois sables de référence ainsi que la classification GTR sont résumés Tableau 8.

<b>Sable</b>	<b>R-Lafarge</b>	<b>R-Sograp</b>	<b>C-Sograp</b>
VBS	0,07	0,09	0,09
$E_c$ (s)	25	17	21
Classification GTR	D2	D1	D1

**Tableau 8: VBS, coefficient d'écoulement et classification GTR des sables de référence**

Concernant le  $E_c$ , on constate un écart entre les sables C-Sograp et R-Sograp malgré leur granulométrie similaire ; ceci est donc dû à l'angularité des grains. En effet plus le sable est concassé, plus il s'écoule lentement. En revanche, le R-Lafarge présente un temps d'écoulement relativement plus important que les deux sables précédents du fait de sa granulométrie plus grossière.

La classe « D1 » des deux sables Sograp (roulé et concassé) est représentative des sols sans cohésion et perméables, insensibles à l'eau. La classe « D2 » du sable roulé Lafarge représente les sols sans cohésion, perméables, insensibles à l'eau et plus grossiers que les matériaux de la classe « D1 ».

Il est à noter que les valeurs de la densité des grains solides «  $\gamma_s$  » pour les trois sables ont été prises par hypothèse égale à 26,5 kN/m<sup>3</sup>. Ces valeurs sont classiquement trouvées dans la littérature pour ce type de matériau.

#### **1.2.4. Synthèse**

La détermination des caractéristiques géotechniques des différents sables a permis de mettre en évidence leurs différences ; ces différences concernent principalement le pourcentage de fines particules, la forme des particules, la distribution granulométrique et l'origine ou la minéralogie et semblent jouer un rôle dans le comportement hydraulique des matériaux mis en œuvre dans les ANC. Nous présentons dans les chapitres 2 et 3 les différents travaux réalisés pour préciser le rôle que joue chacun de ces paramètres dans le comportement hydraulique de ces matériaux.

## CHAPITRE 2 : ESTIMATION DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE SATUREE

### 2.1. INTRODUCTION

L'estimation de la conductivité hydraulique saturée a fait l'objet de nombreuses études sur les modes de mesure et les formules d'estimation. J-C. Chossat [Cho05] a fait le point dans son ouvrage « la mesure de la conductivité hydraulique dans les sols » sur les différentes méthodes de détermination expérimentale de la conductivité hydraulique saturée et non saturée en laboratoire et in situ. En revanche, il semble qu'aucune synthèse bibliographique n'ait été réalisée pour réunir tous les travaux sur l'estimation de la conductivité hydraulique saturée à partir des caractéristiques géotechniques des sols. Cela est dû d'une part, aux nombreux travaux et formules proposées, et d'autre part, à l'utilisation de certaines de ces formules dans le cadre d'applications spécifiques.

C'est pourquoi, nous présentons dans ce chapitre un rappel bibliographique sur les différentes méthodes de détermination de  $k_s$ , en insistant sur les méthodes de prédiction basées sur les caractéristiques physiques et mécaniques du sol. La section 3 de ce chapitre 2 présente l'ensemble des essais et des comparaisons effectuées afin de déterminer qu'elle est la méthode d'estimation de la conductivité hydraulique en place la mieux adaptée à notre application.

Notre objectif est en effet double ; d'une part, il s'agit d'estimer le plus précisément possible la conductivité hydraulique en place d'un sable d'ANC, et d'autre part, il s'agit de proposer un test simple, rapide et robuste pour estimer la conductivité hydraulique en carrière ou lors de la mise en place d'un filtre.

### 2.2. ELEMENTS BIBLIOGRAPHIQUES

#### 2.2.1. Conductivité hydraulique et loi de Darcy

Dans un échantillon de sol, Darcy [Dar56] a conclu de ses expériences que le débit ( $Q$ ) est directement proportionnel à la section transversale de l'échantillon ( $A$ ) et à la différence de charge hydraulique ( $\Delta h$ ), et qu'il est inversement proportionnel à la longueur de l'échantillon ( $L$ ). La relation entre la charge hydraulique, la géométrie de l'échantillon et le débit a permis de formuler la loi de Darcy qui porte son nom.

$$Q = kA \frac{\Delta h}{L} \quad \text{Équation 3}$$

Dans cette équation, «  $k$  » représente le coefficient de perméabilité ou la constante de proportionnalité qui est aussi souvent appelée conductivité hydraulique en (m/s). «  $A$  » représente la section transversale de l'échantillon en ( $m^2$ ) et «  $\Delta h$  » la charge hydraulique en (m) qui est la différence de charge mesurée sur la longueur de l'échantillon «  $L$  » en (m), alors que «  $Q$  » représente le débit qui traverse le volume de sol en ( $m^3/s$ ). Le rapport entre  $\Delta h$  et la longueur de l'échantillon  $L$  est appelé gradient hydraulique «  $i$  » (Equation 4).

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad \text{Équation 4}$$

Cette formulation montre que la vitesse et le débit sont liés. Si la vitesse d'écoulement en (m/s) est :  $v = Q/A$ , la loi de Darcy peut être exprimée par l'Equation 5.

$$v = k \cdot i \quad \text{Équation 5}$$

Dans les conditions saturées, la conductivité hydraulique à l'eau est influencée par la dimension des grains, leur forme, leur arrangement ainsi que par l'indice des vides ou la porosité, la forme des vides et la tortuosité des cheminements d'écoulement. L'influence de ces paramètres se reflète dans l'ordre de grandeur de la conductivité hydraulique. Dans le paragraphe 2.2, nous allons détailler l'influence de quelques uns des principaux paramètres dont nous rappelons la définition ci-après.

La porosité est définie comme étant une grandeur macroscopique qui permet de quantifier le volume non occupé par les grains solides. Ce paramètre permet aussi de déterminer l'état de compacité d'un sol donné. Numériquement, la porosité totale est définie comme le rapport entre le volume total des vides  $V_v$  et le volume total  $V_t$  du volume élémentaire représentatif :

$$n = \frac{V_v}{V_t} = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} \quad \text{Équation 6}$$

Avec  $\rho_d$  : masse volumique sèche ( $\text{kg/m}^3$ ) et  $\rho_s$  : masse spécifique des grains ( $\text{kg/m}^3$ ).

L'indice des vides noté « e » est défini comme le rapport entre le volume des vides  $V_v$  contenus dans un échantillon donné et le volume des grains solides de l'échantillon  $V_s$  ; « e » est relié à la porosité de la manière suivante :

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{n}{1 - n} \quad \text{Équation 7}$$

La tortuosité se réfère au fait que les chemins d'écoulement dans les pores ne sont pas rectilignes à l'intérieur du milieu. Les changements de l'orientation de l'écoulement sont fréquents, ils dépendent de la dimension des particules.

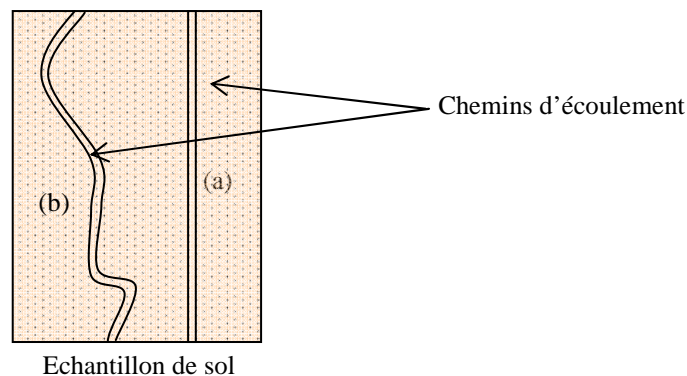


Figure 17 : la tortuosité des chemins d'écoulement d'un sol

Sur la

On voit un chemin de pores rectiligne (a) qui a une longueur  $L_a$ , et un chemin de pores tortueux (b) qui aura une longueur  $L_b$ . La tortuosité  $\tau$  exprime le rapport entre ces deux longueurs (Equation 8).

$$\tau = \frac{L_b}{L_a} \quad \text{Équation 8}$$

Comme le signalent Musy et al [Mus91], plus la tortuosité est élevée et plus la conductivité hydraulique est faible.

#### ▪ Conductivité hydraulique

La conductivité hydraulique décrit la résistance du milieu poreux à l'écoulement du fluide qui le traverse. Elle est obtenue à partir de la combinaison de la conductivité hydraulique intrinsèque et des caractéristiques du fluide.

La conductivité hydraulique intrinsèque, notée « K », exprime le pouvoir de résistance à l'écoulement à l'échelle macroscopique ; Elle est relative au milieu poreux indépendamment des caractéristiques du fluide et s'exprime en ( $m^2$ ) et concentre toutes les influences autres que celles de la viscosité du fluide sur l'écoulement du fluide.

La conductivité hydraulique « k » est reliée à la conductivité hydraulique intrinsèque par l'Equation 9.

$$k = \frac{\rho g}{\mu} K \quad \text{Équation 9}$$

Où  $g$  est l'accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ ),  $\rho$  et  $\mu$  sont respectivement la masse volumique ( $kg/m^3$ ) et la viscosité dynamique (kPa.s) du fluide. A titre d'exemple, la viscosité dynamique de l'eau à 20°C est de l'ordre de 1,002 kPa.s.

Depuis que Darcy a présenté ses travaux en 1856, l'équation établie a fait l'objet de nombreux tests de validité pour différents type de sols et différentes conditions d'essais. Dans ce cadre, de nombreuses références existent : [Izb31], [Lut59], [Han73], [Mil63], [Mit67], [Lam69]. A travers ces travaux, ces chercheurs et ingénieurs ont montré que la loi établie par Darcy est valable pour la plupart des types d'écoulement dans les sols dont les dimensions des grains vont du sable moyen au limon. Cependant, des divergences de cette loi ont été remarquées pour les graviers, les gros sables, les limons argileux et les argiles.

La loi de Darcy est applicable seulement pour les écoulements laminaires (vitesse lente) et dans le cas où la conductivité hydraulique est indépendante du gradient hydraulique. Dans les graviers et les sables grossiers et pour des grandes vitesses d'écoulements, la relation entre le flux et le gradient hydraulique n'est pas linéaire, les forces d'inertie du flux deviennent négligeables devant les forces de viscosité, et par conséquent l'écoulement devient non laminaire.

Concernant le cas des sols fins (argiles, et limon argileux), la loi de Darcy est généralement applicable [Ols81]. Cependant, certains travaux de recherche ont montré des limites de validité [Izb31], [Lut59], [Han60], [Mil63], [Mit67], [Gar74], [Zou96], [Sri96]. Ces

limites sont dues à la non linéarité de la loi de Darcy ; en d'autres termes, la conductivité hydraulique saturée n'est pas constante en dehors d'un intervalle de gradients hydrauliques limité par les valeurs seuils inférieure et supérieure ( $i < 10$  et  $i > 100$ , respectivement).

▪ *Ordres de grandeur de  $k_s$*

Le Tableau 9 fournit quelques ordres de grandeurs de la conductivité hydraulique saturée en fonction du type de sol. La conductivité hydraulique saturée des sols évolue en général entre  $10^{-9}$  et  $10^{-2}$  m/s.

Nature	Ordre de grandeur de k en (m/s)	Degré de conductivité hydraulique
Graviers moyens à gros	$10^{-3}$ à $10^{-1}$	Très élevé
Petits graviers, sable	$10^{-3}$ à $10^{-5}$	Assez élevé
Sable très fin, sable limoneux, loess	$10^{-5}$ à $10^{-7}$	Faible
Limon compact, argile silteuse	$10^{-7}$ à $10^{-9}$	Très faible
Argile franche	$10^{-9}$ à $10^{-12}$	Pratiquement imperméable

**Tableau 9: Ordres de grandeurs de la conductivité hydraulique saturée**

### 2.2.2. Paramètres influençant la conductivité hydraulique saturée

L'écoulement à travers un milieu poreux se fait généralement dans les vides intergranulaires ; les vides peuvent être discontinus, partiellement continus ou totalement continus (cas des sols formés de particules de même taille).

$k_s$  est influencée par les caractéristiques physiques et les arrangements de la structure des grains (état de compacité ou serrage). Pour un matériau donné, elle est forte lorsque le sol est à l'état lâche et faible lorsque le sol est compact (dense). A l'état compacté, sa réduction dépend non seulement de la réduction de la porosité totale mais aussi et, surtout, de la dimension des pores.

Il est vraisemblable qu'une molécule d'eau, dans un milieu poreux, suive une trajectoire sinueuse. Sa vitesse variera d'un point à un autre avec les variations de la dimension des pores; sa direction sera également variable. Son mouvement peut être arrêté définitivement ou provisoirement, dans un pore sans issue, par une bulle d'air ou par coincement dans un pore qui en relie deux autres. La trajectoire de la particule peut aussi être influencée par des variations de la dimension et de la forme du pore dans le temps, par la nature et la concentration des ions, le degré de saturation, formation de la biomasse...etc.

#### a) Paramètres liés aux matériaux

Les facteurs influençant  $k_s$  ont été regroupés en quatre catégories par Murray [Mur95]:

##### 1. Les caractéristiques physiques des particules :

- les dimensions des particules (granulométrie),
- la forme des particules (arrondie, anguleuse, etc.),
- la texture des particules (rugosité).

##### 2. L'arrangement des particules (état de serrage):

- la densité sèche (porosité, indice des vides),
- la configuration des particules (orientation, alignement, ségrégation).

### 3. Les caractéristiques des pores :

- la forme et la distribution du volume des pores,
- la tortuosité (longueur du chemin d'écoulement).

$k_s$  dépend principalement de la structure et de la granulométrie du sol. Sa valeur augmente beaucoup lorsque la texture est grossière et lorsque le sol se structure de telle sorte à augmenter le nombre et la dimension des pores (état lâche). Par conséquent, les sols qui ont une texture grossière ou une bonne structure transmettent l'eau plus facilement que les sols qui ont une texture fine ou sont faiblement structurés [Sme87], [Re93a]. Le volume des grands pores (>200  $\mu\text{m}$ ) serait responsable du transport de la plus grande proportion de l'eau totale du sol [Ank90], [Mee90].

#### *b) Paramètres liés aux fluides*

##### 1. Les caractéristiques du fluide :

- la viscosité et la densité du fluide
- le degré de saturation

##### 2. Les apports des fluides :

- la colonisation de la porosité par la biomasse,
- le colmatage physique par les MES.

Concernant l'influence de la viscosité du fluide, il est à noter que la conductivité hydraulique est inversement proportionnelle à la viscosité du fluide qui varie inversement avec la température. Par conséquent, la valeur de  $k_s$  augmente avec une augmentation de la température des fluides [Hil71], [Mus91], [Re93b]. À titre d'exemple, augmenter la température de l'eau de 10 °C à 25 °C entraînera une augmentation de 45% du  $k_s$  si tous les autres facteurs restent égaux par ailleurs [Re93a].

Concernant les apports biologiques liés aux fluides et dans le contexte des filtres d'ANC, l'influence de l'activité des micro-organismes est relativement importante sur  $k_s$ . Ces micro-organismes produisent de la biomasse qui occupe la porosité (colmatage biologique) et son influence doit être prise en compte. Il est important de noter ici que le colmatage physique par les matières en suspension joue aussi un rôle important dans la réduction de la conductivité hydraulique.

### **2.2.3. Mesures directes de la conductivité hydraulique saturée**

#### *2.2.3.1. Méthodes en laboratoire*

La mesure de  $k_s$  des sols granulaires peut être effectuée en laboratoire et in situ. Les essais en laboratoire sont principalement utilisés pour des raisons de simplicité et de rapidité de mise en œuvre, maîtrise des conditions expérimentales et aussi pour des raisons économiques. In situ, les conditions de saturation sont difficiles à assurer pour déterminer la conductivité hydraulique (les sols sont souvent non saturés).

Il y a deux façons de réaliser la mesure de  $k_s$  en laboratoire :

1. En maintenant une charge constante pour atteindre un régime permanent ; c'est la méthode la plus employée dont le schéma de fonctionnement se rapproche de l'essai Darcy, ce type de méthode ayant été adopté par de nombreux pays avec quelques variantes [Cho05].
2. En régime variable en établissant une charge qui va varier au cours du temps.

Ces deux techniques de mesure ont donné naissance à des méthodes couramment utilisées et que l'on trouve dans la littérature sous des appellations telles que :

- La méthode du perméamètre cylindrique à paroi rigide ou méthode du cylindre qui est la plus fréquemment utilisée avec des sols remaniés et non remaniés [Cho05].
- La méthode de Vergière qui correspond à un type de perméamètre à charge constante, de grande dimension, et qui est principalement utilisée par les agronomes pour la détermination des caractéristiques hydrodynamiques pour le drainage agricole et aussi pour la circulation de l'eau et des solutés [Cho05].
- La méthode triaxiale, qui est utilisée principalement par les géotechniciens. Son intérêt réside dans le fait qu'il est possible avec un appareil triaxial de modifier les contraintes imposées à l'échantillon aussi bien horizontalement que verticalement durant l'essai de conductivité hydraulique.
- La méthode par centrifugation à charge constante et à charge variable introduite aux Etats Unis par Nimmo et al [Nim87].

Notre étude expérimentale s'appuie principalement sur l'utilisation du perméamètre cylindrique type Darcy (norme [PR NF X30-441]) et sur un test d'infiltration proposé par « Grant » [Lie00] qui a été développé principalement pour mesurer la conductivité hydraulique des sables de filtration. La méthode de Darcy, très classique, est présentée annexe 2, celle de Grant, moins connue, est présentée ci-après.

#### ▪ Test d'infiltration de Grant

La version du test retenue dans notre étude est celle inspirée par le bureau d'étude SINT (Société d'Ingénierie Nature et Technique). Ce test reprend le principe du test utilisé par Grant [Lie00] au Royaume-Uni où les Britanniques sont également confrontés au problème de choix de sables pour des lits à macrophytes. Le mode opératoire suivi est similaire à celui de Grant mais le matériel utilisé est légèrement différent, il est décrit à la Figure 18.



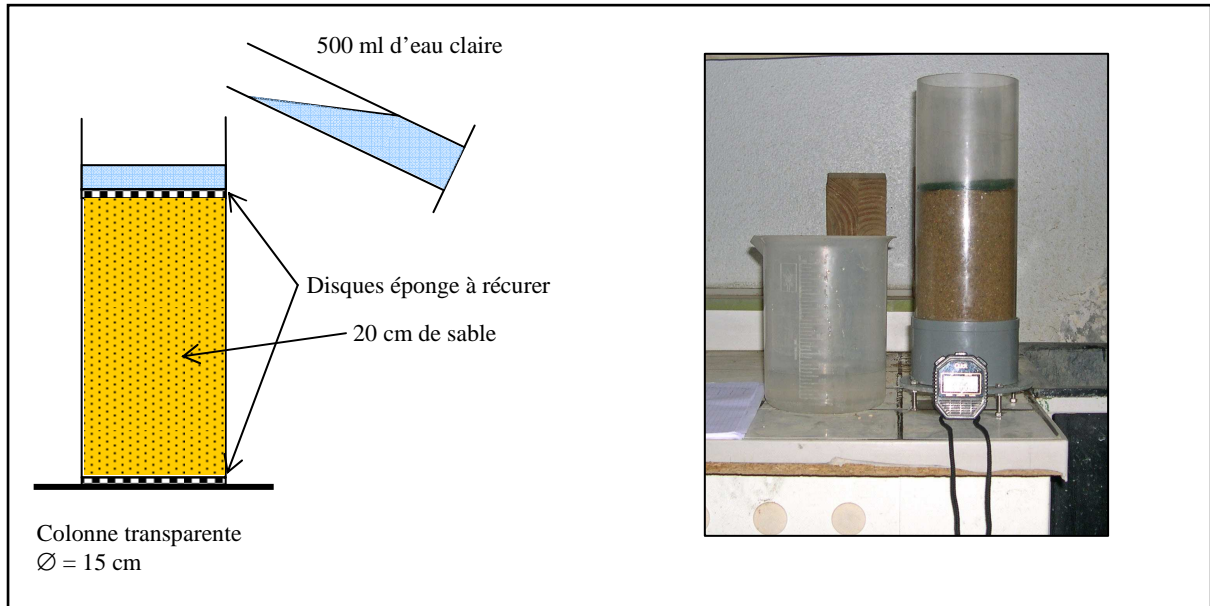


Figure 18 : Test d'infiltration de Grant

Le sable à tester est mis en place sur une hauteur de 20 cm dans une colonne cylindrique de 10 cm de diamètre et de 30 cm de hauteur. Cette mise en place est réalisée par couches de 1 à 6 cm qui sont progressivement imbibées d'eau, sans perturber la surface et en évitant une ségrégation entre les grains de différentes tailles, afin que le sable se tasse uniformément sur toute la hauteur. La hauteur exacte de sable introduit «  $H_{s \text{ exp}}$  » (en mm) est mesurée précisément a posteriori. Deux membranes perméables sont posées au fond et en surface de la colonne afin d'éviter l'entraînement du sable par le bas et de creuser la surface de l'échantillon en haut.

Le sable est ensuite inondé pendant une dizaine de minutes par plusieurs apports d'eau claire non mesurés afin que le sable soit complètement saturé et stable sur toute la hauteur. Cinq essais sont ensuite conduits en enregistrant les temps d'infiltration d'un volume d'eau de 500 ml ; leur moyenne ( $t_{\text{exp}}$  en s) représente le temps d'infiltration caractéristique du sable. Ce test nous permet donc d'étudier l'écoulement à charge variable dans la colonne.

Ce test d'infiltration nous permet de déterminer la conductivité hydraulique à saturation à travers la mesure d'un temps appelé temps de Grant «  $t_g$  ». Le calcul de  $k_s$  est réalisé par la loi de Darcy en transposant les conditions expérimentales (dimensions de la colonne) à celles de Grant [Gue00].

L'équation 10 permet de calculer  $k_s$  avec un dispositif qui n'est pas strictement identique à celui décrit par Grant :

$$k_s = \frac{0,0553}{t_g} = \frac{H_{s \text{ exp}} \cdot \ln \left( \frac{4V_{\text{exp}}}{\pi D_{\text{exp}}^2 \cdot H_{s \text{ exp}}} + 1 \right)}{t_{\text{exp}}} \quad \text{Équation 10}$$

$t_g$  : temps de Grant en (s),

$H_{s \text{ exp}}$  : hauteur de la couche de sable mesurée expérimentalement (m),

$V_{\text{exp}}$  : volume d'eau versé mesuré expérimentalement ( $\text{m}^3$ ),

$t_{\text{exp}}$  : temps de passage du volume  $V_{\text{exp}}$  mesuré expérimentalement en (s),

$D_{\text{exp}}$  : diamètre intérieur de la colonne mesuré expérimentalement en (m).

Grant et al [Lie00] ont utilisé le temps  $t_g$  pour étudier plusieurs sables afin de proposer une gamme de sables adaptés à la filtration des eaux usées. Ces travaux ont permis de définir des seuils de  $t_g$  de 50 et 150 secondes représentant  $k_s$  compris entre  $3,7 \times 10^{-4}$  et  $1,1 \times 10^{-3}$  (m/s). Les auteurs soulignent aussi que l'utilisation de sables présentant des valeurs d'infiltration en limite du domaine de définition ci-dessus est plus risquée.

Ce test d'infiltration présente l'avantage de permettre la connaissance sur site de  $k_s$  d'un matériau de filtration avant sa mise en place dans la fouille. Il est réalisé avec un matériel très simple et un coût négligeable. Par contre, ce test n'a pas été validé par des travaux de recherche approfondis ; il a été simplement utilisé comme essai dans plusieurs travaux, sans que les auteurs posent la question de la validité du protocole et des hypothèses de calcul de  $k_s$ .

Dès la première lecture du protocole et des hypothèses de ce test, il apparaît que l'hypothèse de saturation de l'échantillon est peu réaliste à cause de la discontinuité de l'apport en eau (bâchée). Dans le paragraphe 2.3 de ce chapitre 2, nous discuterons des limites de ce test et remettons en question la validité des seuils de  $k_s$  définis par Grant.

#### 2.2.3.2. Méthodes in situ

La plupart des méthodes de mesure in situ de  $k_s$  sont anciennes. La tendance actuelle est seulement d'adapter ces anciennes méthodes ou de les mettre en œuvre grâce à des moyens électroniques et informatiques.

Les mesures de la conductivité hydraulique in situ se font pratiquement toujours par injection ou par pompage d'eau dans le sol. Les deux essais les plus employés sont l'essai ponctuel de type Lugeon (norme NF P94-131) utilisé pour les roches et Lefranc (norme NF P94-132) utilisé pour les sols. D'autres essais (cités par [Cho05]) existent également mais ne font pas l'objet d'une norme française ; il s'agit entre autres des méthodes du trou de tarière, du piézomètre, du piézomètre cône perméamètre, du tube crépiné, des puits multiples...

Le lien entre toutes ces méthodes est qu'elles sont réalisées à partir d'un forage de quelques centimètres à quelques décimètres de diamètre qui doit être poursuivi bien au-dessous du niveau de la nappe. Les méthodes employées dans le cadre de la reconnaissance géotechnique sont réalisées sur les nappes dites superficielles (entre la surface du sol et une dizaine de mètres de profondeur).

On peut classer ces diverses méthodes selon la nature de la charge hydraulique qui peut être :

1. Variable : dans ce cas, la charge va évoluer pendant la mesure, les méthodes qui correspondent à ce type d'essai étant dénommées hydrodynamiques.
2. Constante : dans ce cas, le niveau de charge est maintenu constant durant la mesure ; on parle alors de mesure hydrostatique.

Lorsqu'il s'agit d'une injection d'eau, on observe soit le régime transitoire, soit le régime permanent de l'injection pour en déduire la conductivité hydraulique apparente du terrain au point de mesure.

#### 2.2.4. Mesures indirectes de la conductivité hydraulique saturée

Des modèles d'estimation de la conductivité hydraulique à partir des caractéristiques physiques et mécaniques du matériau ont été proposés pour pallier les difficultés de mesure directe en laboratoire et in situ. Ces modèles ont en général un domaine d'application limité (généralement celui des sables et des graviers).

Actuellement, les modèles les plus pertinents sont les modèles qui incluent au moins deux paramètres pour calculer  $k_s$  ; il s'agit généralement des diamètres effectifs des grains «  $d_e$  » ( $d_{10}$ ,  $d_{20}$ ,  $d_{25}$ ,  $d_{60}$ ), de la porosité et parfois des facteurs de proportionnalité afin de prendre en compte l'influence de la forme des particules (Terzaghi 1925, Fair et Hatch 1933, James et Sperry 1995, Carrier 2003, Chapuis 2004). Il existe d'autres formules basées sur le pourcentage des différents composants des classes de sol (% argiles, limon, sable) dans un mélange granulaire (modèles de régression), intégrant la porosité ou l'indice des vides ou/et la dimension fractale (Cosby 1984, Brakensiek 1984, Saxton 1986, Vereecken 1990, Jabro 1992, Boadu 2000, Cronican 2004). Toutes ces formules sont valables pour des gammes de matériau données qui respectent certaines conditions de granularité, ces conditions concernant généralement le  $d_{10}$  ou/et le  $C_u$  ( $d_{60}/d_{10}$ ).

Devant la diversité des modèles empiriques développés dans ce cadre, nous présentons uniquement les modèles ayant montré leur pertinence pour estimer  $k_s$  des matériaux sableux adaptés à notre problématique.

Les modèles sont présentés ci-dessous en fonction du nombre de paramètres pris en compte pour le calcul de  $k_s$  et avec leur unité d'origine.

##### 2.2.4.1. Modèles basés sur la distribution granulométrique

###### a) Hazen (1853) [Cha04] [Car03]

Selon les recherches réalisées par [Cha04] et [Car03], les différentes formes des formules de Hazen généralement utilisées ne respectent pas la forme originale présentée dans la publication de Hazen de 1892.  $k_s$  des sables propres et des graviers est généralement estimée par la formule de Hazen de 1911 (équation 11) qui s'écrit :

$$k_s = d_{10}^2 \quad \text{Équation 11}$$

$k_s$  : conductivité hydraulique saturée (en cm/s)

$d_{10}$  : diamètre du tamis au passant à 10% dans la courbe granulométrique (en mm)

Or, la formule originale de Hazen de 1892 peut s'écrire selon [Cha04] sous la forme :

$$k_s = 1,157 \cdot (d_{10})^2 [0,70 + 0,03 \cdot (T)] \quad \text{Équation 12}$$

T : température (en °C)

L'équation ( $k_s = (d_{10})^2$ ) correspond à  $T = 5,5$  °C.

Pour les conditions de laboratoire,  $T$  est égale à 20°C et la formule s'écrit alors :

$$k_s = 1,50 \cdot d_{10}^2 \quad \text{Équation 13}$$

Dans les conditions de terrain la température du sol est considérée égale à 10°C, ce qui se traduit par :

$$k_s = 1,16 \cdot d_{10}^2 \quad \text{Équation 14}$$

La formule de Hazen s'appuie sur 3 hypothèses pour être valable:

1. le matériau doit être dans l'état de compacité maximum (porosité minimum, indice des vides minimum),
2. le coefficient d'uniformité  $C_u$  ( $d_{60}/d_{10}$ ) doit être inférieur à 5,
3.  $0,10 < d_{10} < 3,00$ .

Une forme plus élaborée de la formule de Hazen a été proposée par [Cha04], elle est applicable cette fois-ci pour des indices des vides plus forts que la valeur minimum. Cette formule est présentée ci-après avec le groupe des formules basées sur l'indice des vides (ou porosité) et la distribution granulométrique.

La formule retenue pour la suite de l'étude est celle correspondant aux conditions de laboratoire ( $T=20^\circ\text{C}$ ) (équation 13).

**b) Bialas et al. (1970) [Til07]**

La formule de Bialas et al (1970) est considérée parmi les formules les plus simples. Elle utilise seulement le  $d_{20}$  pour prédire  $k_s$  avec un  $C_u$  très étendu qui varie entre 2 et 60 ce qui couvre une large gamme de matériau. La formule s'écrit :

$$k_s = d_{20}^{2,3} \quad \text{Équation 15}$$

Avec  $k_s$  en (cm/s) et  $d_{20}$  en (mm)

**c) Beyer (1964) [Til07]**

$$k_s = \log\left(\frac{500 \times d_{10}}{d_{60}}\right) \cdot d_{10}^2 \quad \text{Équation 16}$$

Cette équation est valable pour :  $0,06 \leq d_{10} \leq 0,6$  mm

Avec  $k_s$  en (cm/s) et  $d_{10}, d_{60}$  en (mm)

**d) Seiler (1973) [Til07]**

$$k_s = \left( \frac{d_{60}}{d_{10}} \right) \cdot d_{10}^2 \quad \text{Équation 17}$$

Cette équation est valable pour :  $(d_{60}/d_{10}) < 17$

$$k_s = \left( \frac{d_{60}}{d_{10}} \right) \cdot d_{25}^2 \quad \text{Équation 18}$$

Cette équation est valable pour :  $(d_{60}/d_{10}) > 17$   
Avec  $k_s$  en (cm/s) et  $d_{25}$  en (mm)

**e) Alyamani et Sen (1993) [Jam95]**

$$k_s = 1300 \cdot [I_0 + 0,025 \cdot (d_{50} - d_{10})]^2 \quad \text{Équation 19}$$

Avec  $k_s$  en (m/jour) et  $d_{10}$ ,  $d_{50}$  en (mm)

$I_0$  (mm): valeur du diamètre qui résulte de l'intersection de la ligne formée par le  $d_{50}$  et le  $d_{10}$  et l'axe des abscisses (maille de tamis).

**f) Savatier (1999) [Sav99]**

Savatier a établi, une nouvelle formule d'estimation de la  $k_s$  basée sur la granulométrie du sol. Cette formule est valable pour les sols de granulométrie étalée. Elle s'écrit :

$$k_s = \alpha \left( \frac{5}{\frac{1}{d_{10}} + \frac{1}{d_{30}} + \frac{1}{d_{50}} + \frac{1}{d_{70}} + \frac{1}{d_{90}}} \right)^2 \quad \text{Équation 20}$$

Avec :  $0,25 < \alpha < 2,8$ , coefficient de compacité généralement pris égal à 1.

$k_s$  en (m/s)

$d_i$  : diamètres effectifs correspondant au passant de  $i\%$  en (cm)

2.2.4.2. *Modèles basés sur la distribution granulométrique et la porosité ou l'indice des vides*

**a) Modèle de Slichter (1899) [Til07]**

$$k_s = n^{3,287} \cdot d_{10} \quad \text{Équation 21}$$

Cette formule est valable pour :  $0,01 \leq d_{10} \leq 5$  mm

Avec  $k_s$  en (m/s) et  $d_{10}$  en (mm)

**b) Kozeny (1927) [Til07]**

$$k_s = \frac{n^3}{(1-n)^2} d_{eff}^2 \quad \text{Équation 22}$$

Cette formule est valable pour les sables

Avec  $k_s$  en (m/s)

$n$  : la porosité

$d_{eff}$  : diamètre effectif en (mm),

$$d_{eff} = \frac{1}{\left[ \sum_i^n \frac{f_i}{d_{x-i}} \right]} \quad \text{Équation 23}$$

$f_i$  ( $i=1 \dots n$ ):  $i^{\text{ème}}$  fraction massique de particules de taille moyenne entre deux mailles de tamis successives (mm)

$$d_{x-i} = d_{n-i}^{1/2} \times d_{(n-1)-i}^{1/2} \quad \text{Équation 24}$$

$d_{n-i}$  : maille de tamis «  $n$  » en (mm),

$d_{(n-1)-i}$  : maille de tamis «  $(n-1)$  » en (mm).

**c) Kozeny-Carman (1938, 1956) [Car03]**

$$k_s = \left( \frac{\gamma}{\mu} \right) \left( \frac{1}{C_{K-C}} \right) \left( \frac{1}{S_0^2} \right) \left[ \frac{e^3}{(1+e)} \right] \quad \text{Équation 25}$$

Avec  $k_s$  en (m/s),

$\gamma$  : densité du fluide injecté en (kN/m<sup>3</sup>),

$\mu$  : viscosité du fluide injecté en (kN/m<sup>3</sup>),

$C_{K-C}$  : coefficient empirique de Kozeny-Carman généralement pris égal à « 5 »,

$e$  : indice des vides,

$S_0$  : surface spécifique (cm<sup>-1</sup>) égale à :

$$S_0 = \frac{6}{d_{eff}} \quad \text{Équation 26}$$

Avec  $d_{eff}$  défini par l'équation 23.

Lorsque le fluide est de l'eau à 20°C (conditions de laboratoire),  $\gamma/\mu=9,93 \times 10^4$  (cm<sup>-1</sup>.s<sup>-1</sup>) et la formule devient pour 20°C:

$$k_s = 1,99 \times 10^4 \left( \frac{1}{S_0^2} \right) \left[ \frac{e^3}{(1+e)} \right] \quad \text{Équation 27}$$

**d) Navfac (1974) [Cha04] [Cha05]**

Cette formule a été développée pour prédire le  $k_s$  des sables propres, des graviers ou des mélanges sable/gravier en fonction de l'indice des vides et du  $d_{10}$ . Cette formule est valable pour :  $(0,1 < d_{10} < 2,0)$ ,  $(0,3 < e < 0,7)$ ,  $(d_{10}/d_5 < 1,4)$  et  $(2 < C_u < 12)$  et s'écrit :

$$k_s = 10^{1.2921e - 0.6435} (d_{10})^{10^{0.5504 - 0.2937e}} \quad \text{Équation 28}$$

Avec  $k_s$  en (cm/s) et  $d_{10}$  en (mm)  
 $e$  : indice des vides

**e) Hazen modifié [Cha04]**

Chapuis (2004) [Cha04] a proposé une extension de la formule de Hazen (1911). Il a montré que la formule de Hazen peut être combinée avec la formule de Kozeny-Carman pour donner des estimations de la conductivité hydraulique saturée en fonction d'un indice de vides donné inférieur à l'indice de vide maximal. Cette formule prend la forme suivante :

$$k_s(20^\circ C) = \frac{1,5 \cdot d_{10}^2 \cdot e^3 (1 + e_{\max})}{e_{\max}^3 (1 + e)} \quad \text{Équation 29}$$

Avec  $k_s$  en (cm/s) et  $d_{10}$  en (mm)

Cette formule est valable pour les sables et les graviers. L'indice des vides maximum «  $e_{\max}$  » doit être connu au préalable ce qui limite l'utilisation de cette formule pour certaines applications lorsque l'état de serrage minimal du matériau est inconnu. La détermination de cette valeur «  $e_{\max}$  » est réalisée expérimentalement en laboratoire selon la norme [NF P 94-059]. Pour des sables et des graviers uniformes, la valeur de «  $e_{\max}$  » varie généralement entre 0,7 et 0,8.

**f) Chapuis (2004) [Cha04] [Cha05]**

La formule proposée par Chapuis est valable pour les sables et les graviers naturels. Elle est inspirée de l'extension de la formule de Hazen proposée par Chapuis [Cha04] et de celle de Kozeny-Carman (1938,1956). Dans la formule de Kozeny-Carman (eq. 25), la valeur de  $k_s$  est en relation linéaire avec  $(S_0)^{-2}$ , où  $S_0$  est la surface spécifique, et aussi avec le terme «  $e^3/(1+e)$  » où «  $e$  » est l'indice des vides. La combinaison de la formule de Kozeny-Carman (eq. 25) avec celle de Hazen modifiée (eq. 29) montre qu'il existe une relation entre le «  $d_{10}^2$  » et «  $(S_0)^{-2} e^3_{\max}/(1+e_{\max})$  ». On en déduit donc une relation entre  $k_s$  et le terme «  $d_{10}^2 e^3/(1+e)$  ». Cette relation a été vérifiée expérimentalement et les résultats ont montré que la relation est linéaire entre «  $\log k_s$  » et «  $\log [d_{10}^2 e^3/(1+e)]$  » avec un coefficient de corrélation égal à 0,91. Cette formule s'écrit :

$$k_s = 2.4622 \cdot \left[ \frac{d_{10}^2 \cdot e^3}{(1 + e)} \right]^{0.7825} \quad \text{Équation 30}$$

Avec  $k_s$  en (cm/s) et  $d_{10}$  en (mm)  
 $e$  : l'indice des vides

Cette formule permet aussi de prédire correctement  $k_s$  des sables limoneux non plastiques avec ( $0,0032 \leq d_{10} \leq 0,062$  et  $0,44 \leq e \leq 0,82$ ).

D'après les tests effectués sur les sols concassés, Chapuis (2004) conclut que cette formule n'est pas adaptée pour ce type de matériau. Ces résultats sont similaires aux résultats obtenus par la formule générale de Kozeny-Carman qui intègre trois facteurs (Chapuis et Aubertin 2003). Le premier est lié à la forme angulaire des particules et au pourcentage des fines qui affectent la conductivité hydraulique par l'augmentation de l'effet de la tortuosité. Le deuxième facteur résulte de la forme particulière de la géométrie de l'espace poreux par rapport à celle des sols naturels ; le troisième facteur provient de la non-prise en compte des problèmes de migration des fines pendant l'essai et de leur formation pendant le compactage.

#### 2.2.4.3. Modèles basés sur la distribution granulométrique, la porosité et la forme des particules

##### a) Terzaghi (1925) [Cha04]

$$k_s = C_0 \left( \frac{\mu_{10}}{\mu_t} \right) \left[ \frac{(n - 0.13)}{\sqrt[3]{1 - n}} \right] \cdot d_{10} \quad \text{Équation 31}$$

Cette formule est valable pour les sables.

Avec  $k_s$  est en (cm/s) et  $d_{10}$  en (mm),

$C_0$  : facteur de forme égal à « 8 » pour les particules de sable roulé et « 4,6 » pour les particules de forme irrégulière,

$\mu_{10}$  : viscosité de l'eau à 10°C et  $\mu_t$  : viscosité de l'eau à la température « t » ; à 20°C (conditions de laboratoire) le rapport ( $\mu_{10}/\mu_t$ ) = 1,3.

##### b) Carrier (2003) [Car03]

Carrier (2003) a introduit dans la formule de Kozeny-Carman un facteur de forme «  $C_0$  ». Ce facteur s'intègre dans la formule de la surface spécifique ( $S_0 = C_0/d_{\text{eff}}$ ). Le modèle s'écrit donc (à 20°C) :

$$k_s = 1,99 \times 10^4 \left( \frac{1}{\sum [f_i / (D_{li}^{0.404} \times D_{si}^{0.595})]} \right)^2 \left( \frac{1}{C_0^2} \right) \left[ \frac{e^3}{(1 + e)} \right] \quad \text{Équation 32}$$

Avec  $k_s$  est en (cm/s),

$f_i$  : pourcentage des particules retenues entre deux tamis en (%),

$D_{li}$  et  $D_{si}$  : mailles des deux tamis en (cm),

$C_0$  : facteur de forme,

$e$  : l'indice des vides.

Ce modèle est similaire aux autres versions du modèle de Kozeny-Carman, proposées par Fair et Hatch (1933) et Loudon (1952). Les facteurs de forme proposés par Fair et Hatch (1933) sont :  $C_0 = 6,0$  pour des particules sphériques, 6,1 pour des matériaux roulés, 6,4 pour des matériaux concassés, 7,4 pour des matériaux des arêtes et 7,7 pour des matériaux angulaires. Loudon (1952) propose :  $C_0 = 6,6$  pour des matériaux roulés, 7,5 pour des matériaux semi-concassés et 8,4 pour des matériaux concassés.



c) *Fair et Hatch (1933) [Jam95]*

Les deux auteurs ont développé une formule suite à des travaux analytiques et expérimentaux. Cette formule est une version plus élaborée de la formule de Kozeny-Carman, elle s'écrit :

$$k_s = \frac{1}{j \cdot \left[ \frac{(1-n)^2}{n^3} \left[ \frac{C_0}{100} \sum_{i=1}^n \frac{f_i}{d_m} \right]^2 \right]} \quad \text{Équation 33}$$

$j$  : facteur de compacité pris toujours égal à « 5 »,

$C_0$  : facteur de forme, pour le sable : (grains sphériques)  $6,0 < C_0 < 7,7$  (grains angulaires),

$f_i$  : pourcentage des particules retenues entre deux tamis,

$d_m$  : taille moyenne des particules entre deux mailles de tamis  $d_m = (d_i d_{i+1})^{1/2}$ ,

$n$  : la porosité.

### 2.2.5. Conclusion

La conductivité hydraulique saturée  $k_s$  peut donc être calculée de plusieurs manières. Certains modèles d'estimation mettant en relation la conductivité hydraulique avec les caractéristiques des matériaux sont très connus et fréquemment employés comme par exemple le modèle de Hazen et celui de Kozeny-Carman. Ces modèles de prédiction offrent l'avantage de fournir rapidement des valeurs guides à partir d'analyses granulométriques et de l'état de densité du matériau. Les modèles les plus élaborés, type Kozeny-Carman, qui tiennent compte de l'influence de la forme des particules et de la tortuosité, offrent une plus grande précision, mais l'estimation faite est parfois erronée à cause des incertitudes liées aux valeurs du facteur de forme et de tortuosité prises dans les calculs, ceci impliquant que le modèle soit calibré par des essais en laboratoire.

Les nouveaux modèles proposés par Chapuis [Cha04] montrent, d'après lui, des estimations très précises de  $k_s$  pour une très large gamme de sols.

Dans le cadre de cette thèse, nous avons mené une étude comparative de ces différentes propositions afin d'évaluer celle(s) qui serai(en)t la (les) mieux adaptée(s) aux cas des sables de filtration ; ces travaux sont présentés au paragraphe suivant.

### 2.3. ESTIMATION DE CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE SATUREE DES FILTRES D'ANC

Ce paragraphe est consacré à la présentation des résultats expérimentaux et théoriques sur l'estimation de la conductivité hydraulique saturée  $k_s$ .

Dans un premier temps nous étudions expérimentalement l'incidence des différents paramètres influençant l'écoulement vertical à savoir : les caractéristiques physico-mécaniques (distribution des tailles des grains, forme des particules, état de serrage), la viscosité du fluide de percolation et la colonisation par la biomasse.

Dans un deuxième temps, nous nous intéressons à la comparaison du test de Grant et des mesures Darcy.

Dans un troisième temps, nous retenons le modèle prédictif de  $k_s$  le plus performant dans le cas des sables de filtration à partir de l'étude comparative des résultats obtenus au moyen des différents modèles présentés auparavant.

#### 2.3.1. Etude de $k_s$ au moyen des essais Darcy

##### 2.3.1.1. Objectifs

Il s'agit ici de présenter les résultats des essais effectués sur les trois sables de référence pour déterminer  $k_s$  avec la méthode du perméamètre cylindrique [NF X 30-441] qui est considéré comme l'essai de référence de mesure de  $k_s$ . Ces résultats vont nous permettre de :

- déterminer les ordres de grandeurs de  $k_s$  et sa variation en fonction de la densité pour les trois sables de référence,
- établir l'influence de la viscosité de l'effluent sur la mesure de  $k_s$ ,
- établir l'influence d'un colmatage sur la réduction de  $k_s$ .

##### 2.3.1.2. Protocoles d'essais

Pour effectuer ces études, 3 protocoles ont été utilisés.

Le premier a consisté à étudier la conductivité hydraulique à l'eau, le second protocole a consisté à étudier la conductivité hydraulique à l'effluent afin d'étudier l'influence de la viscosité sur la conductivité hydraulique saturée, enfin le troisième protocole a consisté à effectuer un essai de conductivité hydraulique à l'eau sur une cellule colonisée par la biomasse.

Pour chaque configuration, cinq densités de sable ont été testées : 15,8 – 16,3 – 16,8 – 17,3 – 17,8  $\text{kN/m}^3$  (ou 17,6  $\text{kN/m}^3$  densité maximum du R-Lafarge). Ces densités ont été choisies en fonction des seuils de densités (minimale et maximale) disponibles pour les trois matériaux de référence en prenant en compte l'influence du compactage hydraulique sur l'état de serrage de la densité minimale.

Les paramètres utilisés dans cette étude expérimentale sont :

- $k_s$  (m/s), la conductivité hydraulique saturée, déterminée par mesure directe,

- $\gamma_d$  (kN/m<sup>3</sup>), la densité sèche du sable dans la cellule du perméamètre, déterminée par calcul et par pesée du matériau,
- e, l'indice des vides, calculé à partir de la densité sèche,
- $S_r$ , le degré de saturation, déterminé par pesée et par calcul.

### 2.3.1.3. Résultats et analyses

Les valeurs moyennes de  $k_s$  et de  $S_r$  pour chaque état de densité testé, calculées à partir de 3 essais sont résumées Tableau 10. Ces résultats sont illustrés sur les Figure 19. Les valeurs affichées à coté des points de mesures sur les graphes correspondent au degré de saturation moyen pour chaque densité.

Sable	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	e	Essai à l'eau		Essai à l'effluent	
			$k_s * 10^{-3}$ (m/s)	$S_r$ (%)	$k_s * 10^{-3}$ (m/s)	$S_r$ (%)
R-Lafarge	15,8	0,677	2,53	87	2,68	94
	16,3	0,626	2,83	90	2,61	95
	16,8	0,577	2,66	93	/	/
	17,3	0,532	2,39	91	2,26	94
	17,6	0,509	2,34	82	/	/
R-Sograp	15,8	0,677	1,53	85	1,46	90
	16,3	0,626	1,38	84	1,69	93
	16,8	0,577	1,14	84	/	/
	17,3	0,532	0,97	86	1,26	98
	17,8	0,489	0,48	84	/	/
C-Sograp	15,8	0,677	1,15	84	/	/
	16,3	0,626	0,96	86	/	/
	16,8	0,577	0,91	88	/	/
	17,3	0,532	0,65	84	/	/
	17,8	0,489	0,36	88	/	/

Tableau 10 :  $k_s$  à l'eau et à l'effluent pour différents états de densité et pour les trois sables de référence

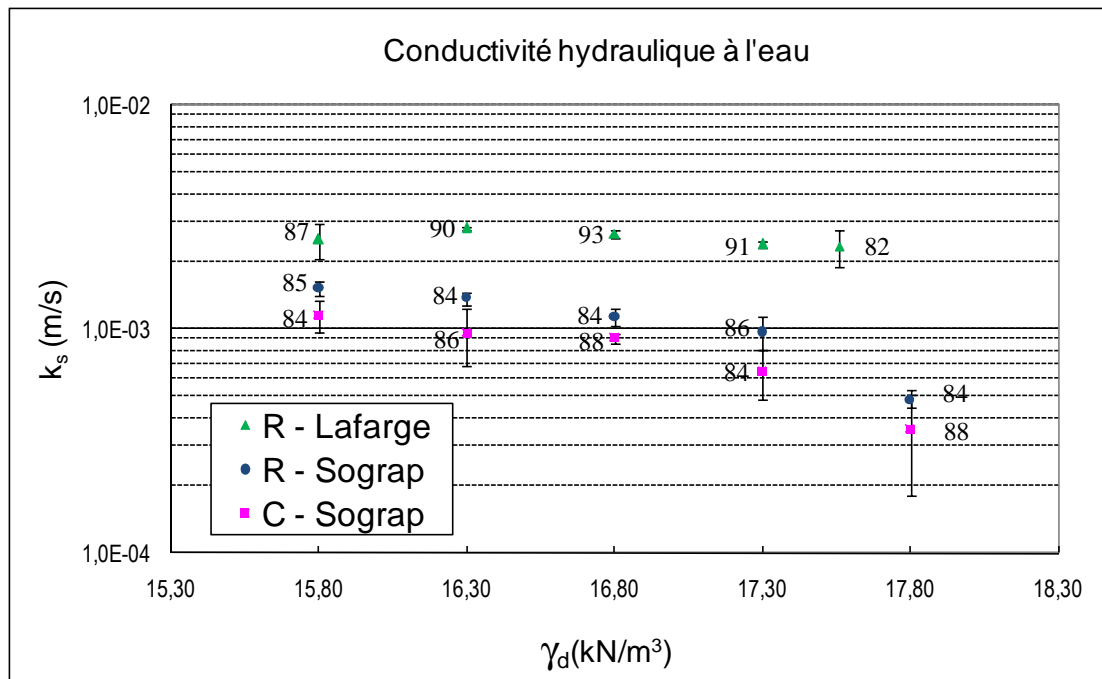


Figure 19 : Valeurs expérimentales de  $k_s$  à l'eau obtenues par l'essai Darcy pour les 3 sables de référence

**a) Evolution de  $k_s$  en fonction de la densité**

En ce qui concerne le sable R-Lafarge,  $k_s$  diminue très légèrement avec l'augmentation de la densité. Vu la précision de ce type d'essai, on peut considérer que cette variation est négligeable et que  $k_s$  de ce sable n'est donc pas influencée par son état de serrage. Ceci peut être expliqué par le pourcentage très fort de la macroporosité (pores de taille  $> 1 \mu\text{m}$ ) dans la distribution de la taille des pores du squelette granulaire. Le sable est grossier ( $d_{10}=0,72\text{mm}$ ) et il est relativement homogène ( $C_u \sim 3$ ) ; ceci produit des pores de tailles importantes malgré la réduction de l'indice des vides global avec l'augmentation de la densité.

En revanche, les résultats obtenus pour les deux sables Sograp (roulé et concassé), montrent que l'état de serrage de ces sables influence de manière sensible (de l'ordre d'une puissance de 10) leur  $k_s$ . Cette différence de comportement avec R-Lafarge s'explique par le fait que la taille des pores est plus petite à cause de l'étalement de la distribution granulométrique pour le sable concassé ( $C_u=7,49$ ) et que le  $d_{10}$  est relativement faible ( $<0,40$ ).

**b) Variabilité des mesures de  $k_s$** 

Concernant la variabilité de la mesure de  $k_s$ , les intervalles de variation des mesures qui correspondent aux écarts-types calculés à partir de trois essais sont relativement petits pour les deux sables R-Lafarge et R-Sograp. En revanche, la variation est beaucoup plus forte pour le C-Sograp (de l'ordre de 10% entre les trois sables). Ceci peut être lié à l'homogénéité de la mise en œuvre du sable dans la cellule ou/et à la différence de  $S_r$  entre les trois essais pour la même densité. La différence de  $S_r$  entre les trois essais est liée aux chemins d'écoulement fermés par le colmatage des pores par des particules fines.

**c) Influence du degré de saturation**

Le  $S_r$  du matériau au cours des essais montre que l'hypothèse de la saturation du matériau est vérifiée. En effet, d'après Chapuis [Cha04] les sols sableux sont considérés comme saturés à partir d'environ 85% d'occupation du volume des vides par le fluide percolant. Les valeurs de  $S_r$  sont restées globalement supérieures à 85% (cf. Tableau 10).

**d) Influence de la viscosité du fluide**

Concernant l'influence de la viscosité de l'effluent (Figure 20), des essais ont été conduits sur les deux sables R-Lafarge et R-Sograp en injectant un effluent septique réel et frais. Les essais de détermination de  $k_s$  ont été réalisés pour trois états de densités (15,8 ; 16,3 ; 17,3  $\text{kN/m}^3$ ) où pour chaque densité trois essais ont été conduits afin de mettre en évidence les intervalles de variation et vérifier la répétitivité des mesures. Les résultats de ces essais comparés avec ceux obtenus par injection d'eau claire sont présentés sur la Figure 20. Ces résultats montrent une influence négligeable de la viscosité pour les trois densités testées. La viscosité de l'effluent est influencée par la concentration des MES (matière en suspension) et la température. Or comme la concentration des MES pour un effluent septique ne dépasse pas, même dans les cas extrêmes, 300 mg/l, l'influence sur la viscosité générale du fluide semble négligeable. Concernant la température, les mesures réalisées au cours des essais donnent des résultats très proches entre l'eau du robinet et l'effluent ( $\sim 14^\circ\text{C}$  pour l'eau,  $\sim 13^\circ\text{C}$  pour l'effluent).

Dans ces conditions, l'hypothèse d'utiliser de l'eau plutôt que de l'effluent pour étudier

la conductivité hydraulique en place semble valide. Elle permet de faciliter l'étude de la conductivité hydraulique au laboratoire car l'obtention et la conservation d'une quantité assez importante d'effluent réel est délicate et extrêmement difficile. Les essais à l'eau permettent aussi de représenter assez fidèlement les résultats éventuels obtenus sur terrain.

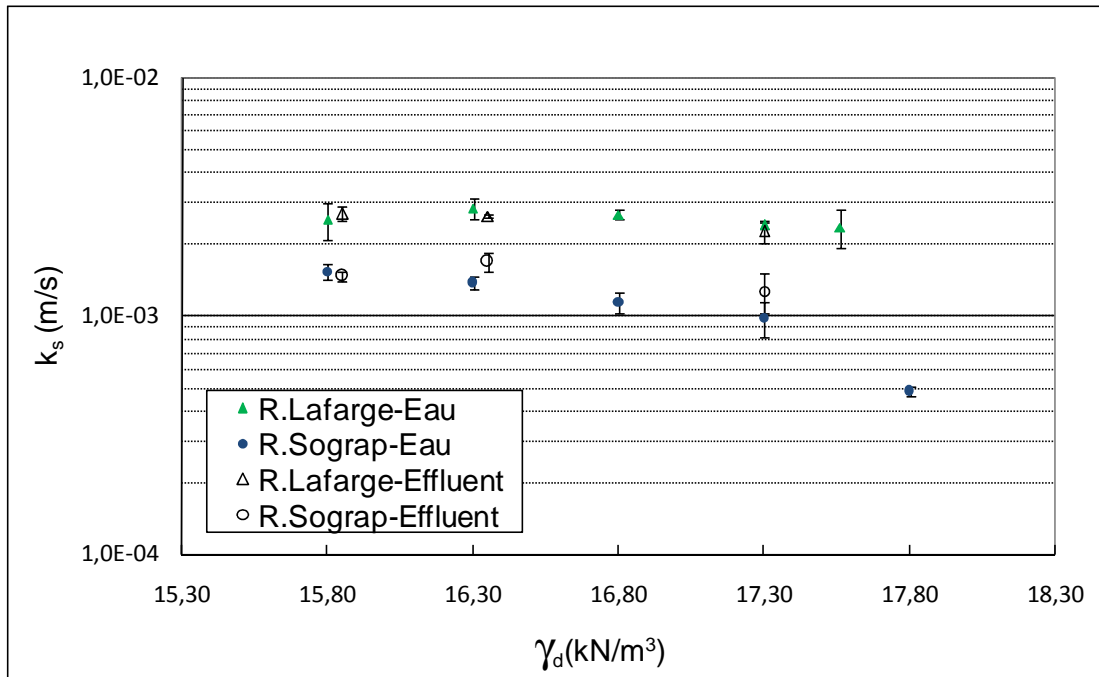


Figure 20 : Valeurs expérimentales de  $k_s$  obtenues par l'essai Darcy à l'effluent et à l'eau claire

#### e) Influence de la colonisation par la biomasse

Le but de cette étude est d'apprécier l'influence sur  $k_s$  du développement de la biomasse au sein du filtre.

Le protocole expérimental consiste à alimenter par un effluent le sable R-Sograp dans le moule utilisé pour réaliser les essais de conductivité hydraulique Darcy. Le moule a été choisi dans le but de pouvoir effectuer a posteriori facilement les essais de perméabilité Darcy après la colonisation de la colonne sans perturber la structure du matériau. Le sable a été mis en place avec une densité sèche de 16,3 kN/m<sup>3</sup>.

Avant de commencer l'alimentation du moule par l'effluent, nous avons mesuré la conductivité hydraulique saturée de l'échantillon. Cette mesure servira de valeur de référence afin de la comparer avec les résultats des mesures futures réalisées après colonisation.

Un système d'alimentation du moule par l'effluent septique réel a été conçu au moyen d'une pompe programmée pour fournir 3 bâchées par jour. Le volume approximatif de chaque bâchée est d'environ 0,5 litre afin de saturer complètement le sable dont le volume des vides était d'environ 0,3 litre pour le niveau de densité étudié (16,3 kN/m<sup>3</sup>).

Une mesure de la conductivité hydraulique saturée à l'eau claire a été effectuée tous les 5 jours. Les résultats des mesures sont fournis Figure 21 ci-après.

Les résultats de cette étude (Figure 21) montrent nettement une diminution progressive de  $k_s$  au fur et à mesure de la croissance de la biomasse. Cette diminution de  $k_s$  en fonction du temps est de type exponentiel.

Nous avons analysé cette tendance afin d'estimer de manière analytique le  $k_s$  due à la colonisation du milieu. La formule proposée est la suivante ( $R^2 = 0,98$ ) :

$$k_s^* = k_s^{init} \cdot \exp(-0.01232 \cdot t) \quad \text{Équation 34}$$

Avec :

$k_s^*$  : la conductivité hydraulique saturée du milieu colonisé en (m/s),

$k_s^{init}$  : la conductivité hydraulique saturée initiale du milieu sain en (m/s),

$t$  : le temps d'alimentation en (jours).

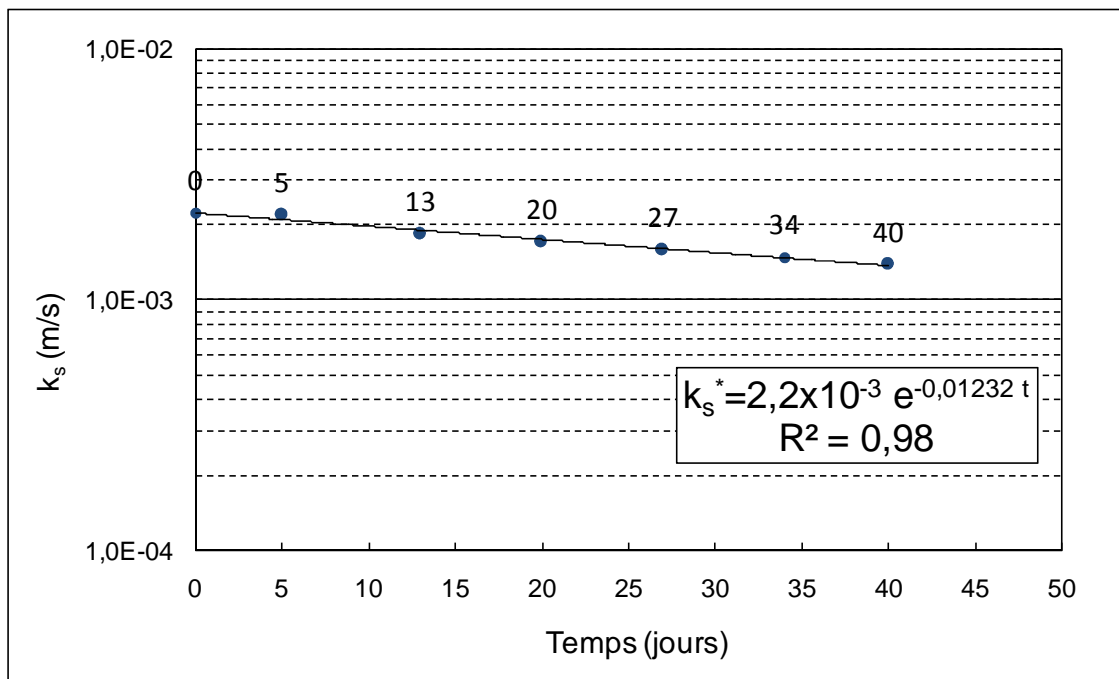


Figure 21 : Evolution de  $k_s$  en fonction du colmatage (R-Sograp)

À l'ouverture de la cellule à la fin de l'expérimentation, on a constaté la colonisation du matériau (Figure 22), cette colonisation par biomasse n'apparaissant pas à la surface du sable mais plutôt en profondeur. Il s'agit donc d'une colonisation biologique avec une activité de dégradation de la matière organique dans les conditions anaérobiques à cause de la faible alimentation en oxygène (cellule mal aérée).

La Figure 22 montre l'aspect du sable après 40 jours d'alimentation avec l'effluent septique. L'accumulation des matières biologiques se traduit par le noircissement du sable, principalement en profondeur et l'apparition d'une pellicule d'aspect visqueux. Selon Chabaud (2007), ce noircissement, classiquement observé dans les systèmes d'infiltration d'eaux usées, est causé par le développement de la biomasse autour des grains, l'accumulation de produits du métabolisme des micro-organismes et le dépôt de composés insolubles [Cha07].



**Figure 22 : Etat du sable R-Sograp après 40 jours d'alimentation**

### 2.3.1.3. Conclusions

Le développement de la biomasse au niveau de la porosité du sable a provoqué une diminution de la conductivité hydraulique saturée. À 40 jours d'alimentation par l'effluent septique, la diminution de  $k_s$  est près de 40% par rapport à la conductivité hydraulique saturée initiale. On peut estimer que la formule de décroissance de  $k_s$  établie en fonction du temps est très limitée surtout en ce qui concerne la borne inférieure de  $k_s$ . Il aurait été plus judicieux de relier cette diminution au degré de colmatage, mais ceci n'a pas été possible.

En absence de mesure du degré du colmatage, il est donc difficile d'estimer le pourcentage de pertes de  $k_s$  pour le degré de colonisation final. Dans la littérature, les études expérimentales menées dans ce cadre ont montré que la conductivité hydraulique saturée des matériaux sableux diminue d'un ordre de grandeur dans le cas de colmatage sévère [Sch07], [Gon07], [Sek98], [Bea05], [Geo04]...

### 2.3.2. Etude de l'estimation de la conductivité hydraulique saturée à partir du test de Grant

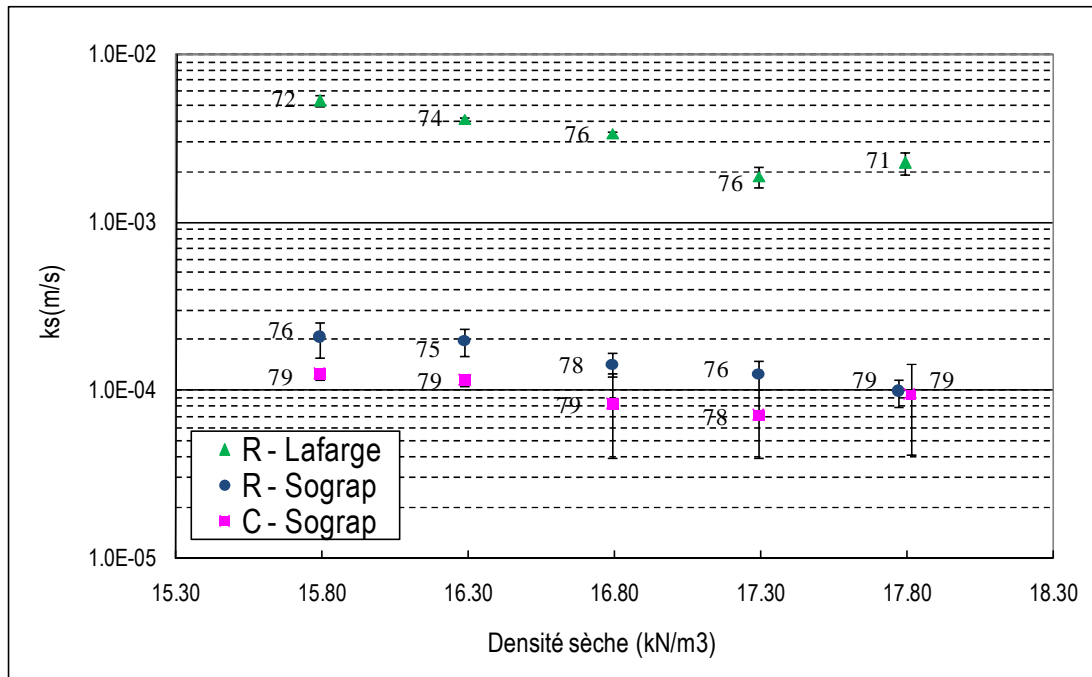
Le test de Grant est considéré comme un essai de conductivité hydraulique à saturation [Lie00]. Il permet de donner une appréciation rapide et sur le terrain du  $k_s$  du sable qui va être utilisé dans la réalisation d'un nouveau filtre.

Cette étude expérimentale est réalisée dans le but de vérifier la pertinence, la précision de l'essai ainsi que la validité de l'hypothèse de la saturation du milieu. En effet, si l'estimation de la conductivité hydraulique au moyen de ce test s'avérait précise et reproductible alors, cet essai pourrait peut-être être normalisé afin de fournir un outil simple et rapide de contrôle aux installateurs ou aux gestionnaires au moment de la mise en place des filtres.

Pour étudier ces différents points, une série d'essais a été réalisée dans le but de comparer les résultats obtenus à partir de ce test avec ceux de l'essai Darcy qui est considéré comme l'essai de référence de la mesure de  $k_s$ . Le protocole expérimental de l'essai Grant a été présenté au paragraphe 2.2.3.1. Des tests de Grant ont été réalisés dans des colonnes remplies de sable mis en œuvre aux mêmes états de densité sèche que pour les essais Darcy à savoir : 15,8 ; 16,3 ; 16,8 ; 17,3 ; 17,8 kN/m<sup>3</sup>. Le degré de saturation du sable au cours de l'essai est sous contrôle et il est calculé à partir de la densité sèche du matériau testé et de la pesée de la quantité d'eau restée dans l'échantillon avant la mesure.

Les résultats de ces essais sont présentés ci-après (Tableau 11, Figures 23 et 24).

$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	R-Lafarge		R-Sograp		C-Sograp	
	$k_s \cdot 10^{-3}$ (m/s)	$S_r$ (%)	$k_s \cdot 10^{-3}$ (m/s)	$S_r$ (%)	$k_s \cdot 10^{-3}$ (m/s)	$S_r$ (%)
15,80	5,27	72	0,21	76	0,12	79
16,30	4,07	74	0,20	75	0,11	79
16,80	3,34	76	0,14	78	0,08	79
17,30	1,87	76	0,13	76	0,07	78
17,80	2,25	71	0,10	79	0,09	79

 Tableau 11 : Résultats des tests de Grant pour les 3 sables de référence :  $k_s$  et  $S_r$ 

 Figure 23 :  $k_s$  déterminée à partir du test de Grant

L'analyse de ces essais, nous permet de constater une légère baisse de  $k_s$  en fonction de la densité pour les trois sables de référence. Néanmoins l'influence de la densité n'est pas la même que lors des essais Darcy. En effet, nous avons vu que la compacité n'avait pratiquement pas d'influence pour le R-Lafarge dans l'essai Darcy, or, dans le cas des tests de Grant, il semble que cette influence soit plus prononcée. A l'inverse, on constate une influence moins importante de la compacité sur  $k_s$  des 2 sables R-Sograp et C-Sograp dans le cas des tests de Grant. En ce qui concerne, la variabilité, on retrouve les mêmes évolutions que dans le cas des essais Darcy, à savoir que la variabilité de la mesure de  $k_s$  est relativement petite pour les deux sables R-Lafarge et R-Sograp et beaucoup plus forte pour le C-Sograp. La variabilité plus forte pour le C-Sograp semble provoquée par son hétérogénéité plus forte (pourcentage de fines plus important, ségrégation des grains au moment du remplissage de la colonne, lessivage de l'échantillon au cours de l'essai...).

Concernant le degré de saturation  $S_r$ , on constate que  $S_r$  pour les trois sables de référence ne dépasse pas les 80% (Figure 23). Dans ces conditions hydrauliques ( $S_r < 80\%$ ), le milieu est considéré en état non saturé (saturation si  $S_r > 85\%$ ) et l'hypothèse de saturation utilisée dans le calcul de  $k_s$  par le test de Grant n'est donc pas respectée. Le protocole du test de Grant est la cause de ces faibles valeurs de  $S_r$ . En effet, le fait d'apporter cinq lames d'eau de façon discontinue en charge variable (passage bâchée par bâchée) ne peut provoquer la saturation du milieu par insuffisance d'apport d'eau.



### Comparaisons Grant – Darcy

La comparaison des résultats de  $k_s$  pour l'essai Grant et l'essai Darcy, illustrée Figure 24, montre une sous-estimation de cette dernière par le test de Grant. On constate un écart d'une puissance de 10 entre le  $k_s$  obtenu par le test de Grant et celui obtenu avec le test Darcy pour les sables R-Sograp et C-Sograp. Cet écart est moins important pour le R-Lafarge. On note aussi que cet écart a tendance à se réduire pour les fortes densités. En effet, les valeurs de  $k_s$  Grant et Darcy sont quasiment identiques pour le R-Lafarge, en revanche un écart de  $\sim 0,5 \times 10^{-1}$  persiste pour les sables R-Sograp et C-Sograp. Cela est gênant car, dans l'application aux matériaux des filtres d'ANC, les valeurs de la conductivité hydraulique recherchées se situent plutôt du côté des faibles densités puisque habituellement on ne préconise aucun compactage du matériau lors de son mise en œuvre.

Les écarts enregistrés peuvent s'expliquer par l'influence du degré de saturation du milieu sur la conductivité hydraulique. En effet, la diminution du degré de saturation augmente les forces de capillarité et la succion à l'interface eau-grains. Ces forces de capillarités vont s'opposer au flux d'écoulement en créant des forces résistantes qui réduisent la conductivité hydraulique. Dans le cas du R-Lafarge, qui est un sable relativement grossier, ces forces de capillarité sont moins fortes pour les degrés de saturation de l'essai Grant (autour de 75% en moyenne) à cause du faible pourcentage de la microporosité (ou du fort pourcentage de la macroporosité) qui est la source des forces de capillarité. Ces phénomènes et leur incidence sur la conductivité hydraulique seront analysés dans le chapitre 2 de cette même partie.

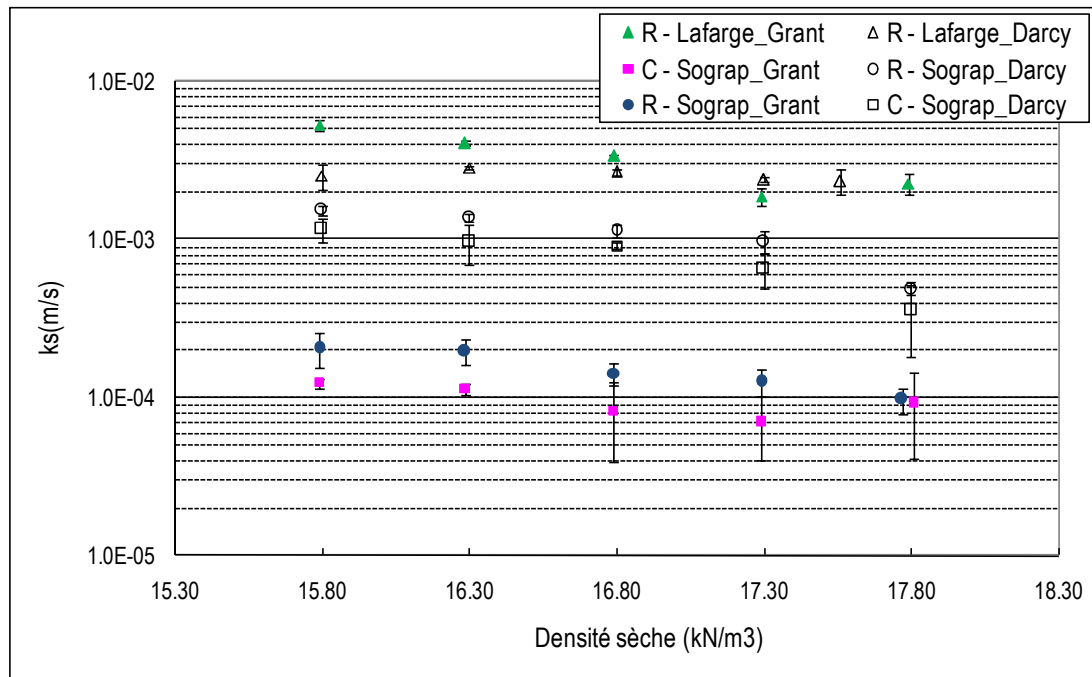


Figure 24 : Comparaison de  $k_s$  obtenu par le test de Grant et l'essai Darcy pour les 3 sables de référence

### 2.3.3. Etude des modèles prédictifs et comparaison avec les résultats expérimentaux

Dans ce paragraphe, nous évaluons  $k_s$  à partir de modèles prédictifs et comparons ces évaluations aux résultats expérimentaux obtenus pour nos sables de référence. Les trois familles de formule présentées dans le paragraphe 2.2.4.1 vont être utilisées : celles basées sur la distribution granulométrique seule, celles basées sur la granulométrie et la porosité et celles basées sur la granulométrie, la porosité et le facteur de forme des grains

Deux outils ont été utilisés afin de cerner les modèles les plus performants :

- la représentation graphique des valeurs prédites et mesurées en fonction de la densité pour évaluer les intervalles de densité où il y a bonne concordance entre les modèles et l'expérimentation,
- des outils statistiques afin de comparer les performances des modèles prédictifs entre eux ; pour comparer les performances nous avons utilisé l'écart quadratique moyen (EQM) qui est défini de la manière suivante (Equation 35) :

$$EQM = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_i^n \left( Y_i - \hat{Y}_i \right)^2} \quad \text{Équation 35}$$

$n$  : représente le nombre de valeurs,  $Y_i$  : ( $i=1 \dots n$ ) : représente les valeurs de  $k_s$  mesurées,  $\hat{Y}_i$  : représente les valeurs de  $k_s$  estimées par la formule prédictive.

Lorsque l'on compare plusieurs modèles prédictifs, on considère que le meilleur modèle est celui qui présente l'écart quadratique moyen le plus faible. Il faut signaler que la comparaison des valeurs prédites à été réalisée par rapport aux valeurs moyennes des valeurs mesurées. Les intervalles de confiance du  $k_s$  des valeurs mesurées seront utilisés pour vérifier graphiquement la validité des valeurs prédites en fonction de la densité.

#### 2.3.3.1. Etude des modèles prédictifs basés sur la distribution granulométrique

Les valeurs de  $k_s$  prédites ainsi que les écarts quadratiques moyens des différents modèles basés sur la granulométrie sont synthétisés dans les Tableaux 12 et 13. Les valeurs calculées et expérimentales sont présentées Figure 25.

Modèles prédictifs		$k_s \cdot 10^{-3}$ (m/s)		
		R-Lafarge	R-Sograp	C-Sograp
Hazen (1853)		7,48	2,33	0,55
Beyer (1964)		10,70	4,50	0,86
Bialas (1970)		17,00	2,13	0,89
Seiler (1973)		17,60	4,38	2,65
Alyamani (1993)		4,67	1,46	0,38
Savatier (1999)		25,60	6,23	2,99
Valeurs Expérimentales	Min	2,34	0,48	0,36
	Max	2,83	1,38	1,15
	Moy	2,60	1,10	0,80

**Tableau 12 :  $k_s$  expérimentaux et estimés par les différents modèles prédictifs basés sur la distribution granulométrique pour les 3 sables de référence**

Modèles prédictifs	EQM*10 <sup>-3</sup> (m/s)		
	R-Lafarge	R-Sograp	C-Sograp
Hazen (1853)	5,47	1,43	0,42
Beyer (1964)	9,09	3,82	0,31
Bialas (1970)	16,12	1,22	0,32
Seiler (1973)	16,79	3,69	2,09
Alyamani (1993)	2,33	0,57	0,57
Savatier (1999)	25,73	5,75	2,47

**Tableau 13 : EQM des différents modèles prédictifs de  $k_s$  basés sur la distribution granulométrique pour les 3 sables de référence**

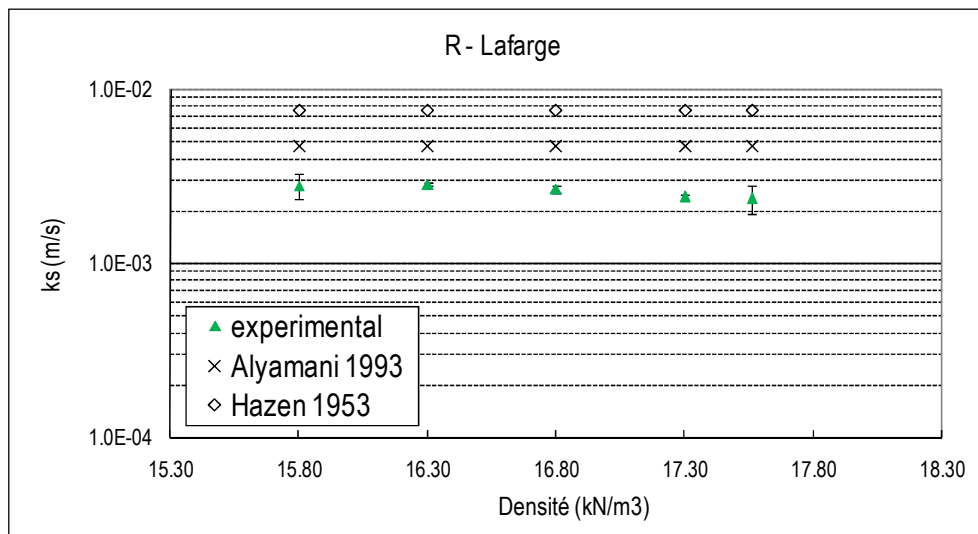
On constate que le modèle prédictif d'Alyamani (1993) est le plus pertinent, et ce pour les trois sables. Le modèle prédictif de Hazen (1853) est relativement voisin avec un écart plus grand pour le R-Lafarge.

Si on compare maintenant les résultats des différents modèles selon le type de sable (Tableau 13), on note que ces différents modèles ont du mal à estimer le  $k_s$  du sable R-Lafarge qui est un sable grossier et assez uniforme. Au contraire, le  $k_s$  est bien estimé pour le C- Sograp.

On constate aussi que EQM pour les sables R-Sograp et C-Sograp varie moins d'un modèle à l'autre que pour le R-Lafarge et ce surtout pour le C- Sograp.

Si on compare les résultats entre modèles sur des graphes (Figure 25), on constate que les modèles d'Alyamani et de Hazen permettent de bien estimer le  $k_s$  pour les faibles densités du sable R-Sograp. En revanche, le modèle d'Alyamani présente une meilleure estimation du  $k_s$  que celui de Hazen pour les fortes densités du C-Sograp. Pour ce même sable, la formule de Hazen estime mieux les valeurs moyennes de  $k_s$  sur toute la gamme de densité. Enfin les valeurs prédites par ces modèles sont quasiment parallèles aux valeurs expérimentales pour le R-Lafarge du fait de l'insensibilité du  $k_s$  de ce sable à la variation de la densité.

En conclusion, les modèles prédictifs basés sur la distribution granulométrique seule représentent mal les vraies conductivités hydrauliques saturées ; ils permettent seulement de donner des premières appréciations de la conductivité hydraulique d'un matériau donné.



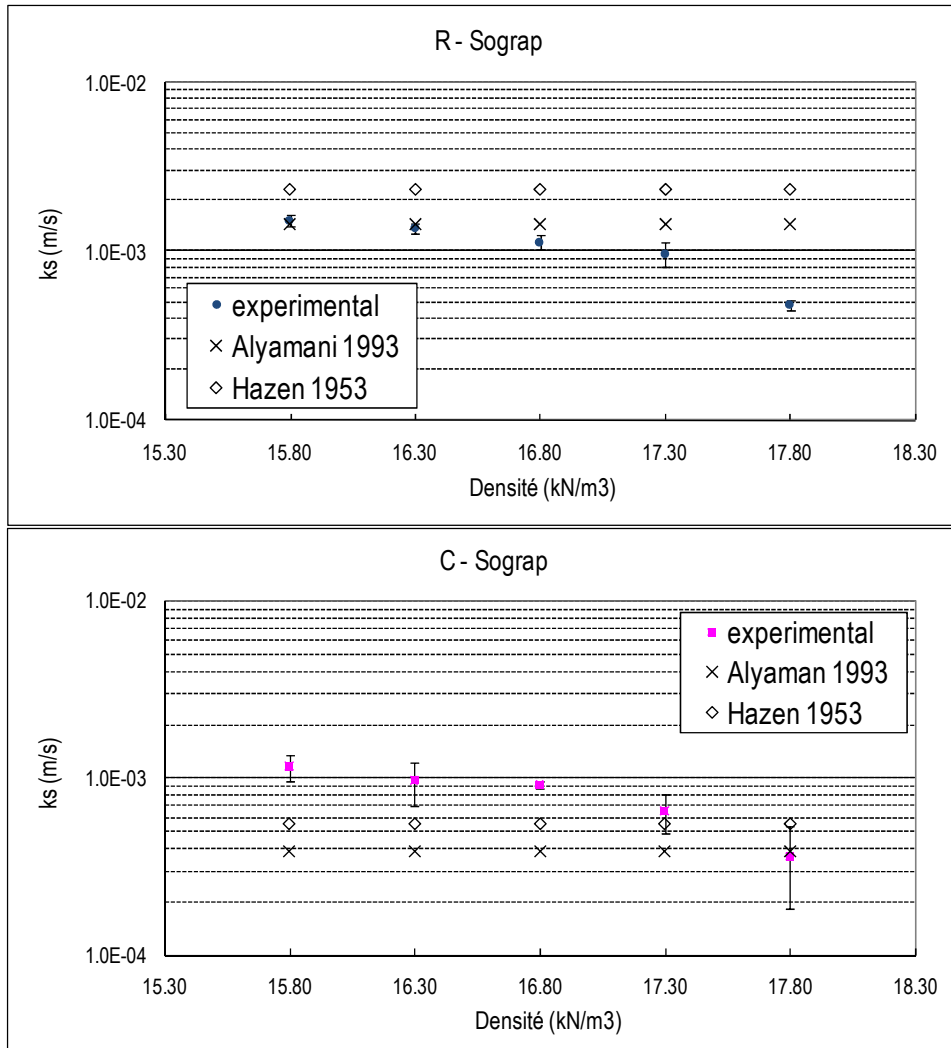


Figure 25 : Comparaison entre les valeurs expérimentales de  $k_s$  et les valeurs obtenues par les modèles prédictifs d'Alyamani et Hazen pour les 3 sables de référence

### 2.3.3.2. Etude des modèles prédictifs basés sur la distribution granulométrique, la porosité et la prise en compte ou non du facteur de forme

Les modèles prédictifs qui intègrent le facteur de forme des particules sont indiqués par (\*). Ici aussi, nous avons comparé les valeurs de  $k_s$  prédites et mesurées à l'aide de l'EQM.

Modèles prédictifs	EQM*10 <sup>-3</sup> (m/s)		
	R-Lafarge	R-Sograp	C-Sograp
Slichter (1899)	18,80	5,40	0,64
<b>Terzaghi* (1925)</b>	1,01	0,20	0,76
Kozeny (1927)	1,01	0,77	0,56
<b>Fair et Hatch* (1933)</b>	1,82	1,00	0,82
Kozeny-Carman (1956)	8,41	1,62	1,27
Navfac (1974)	3,74	0,41	0,65
<b>Carrier* (2003)</b>	4,08	1,01	0,16
Hazen-Chapuis (2004)	2,34	0,18	0,64
Chapuis (2004)	0,57	0,16	0,54

Tableau 14 : EQM des modèles prédictifs de  $k_s$  basés sur la distribution granulométrique, la porosité et la prise en compte ou non du facteur de forme

On constate sur l'ensemble des résultats que les formules de Chapuis (2004), Kozeny (1927), Terzaghi\*(1925), fournissent les EQM les plus faibles et les plus homogènes entre les trois sables de référence. On constate aussi des divergences pour les modèles prédictifs qui intègrent le facteur de forme : la formule de Carrier\*(2003) qui est la version la plus récente du modèle de Kozeny-Carman (1956) donne des EQM plus faibles que ceux du modèle de Fair et Hatch\*(1933) et Terzaghi\*(1925) pour le C-Sograp, dans le même temps, ce modèle donne le contraire pour le R-Sograp et le R-Lafarge où le modèle de Terzaghi\*(1925) est le plus performant.

Par la suite, nous ne retenons que les 4 modèles prédictifs les plus pertinents. Les résultats pour les trois sables de référence sont présentés Figure 26. Les graphes montrent l'évolution de  $k_s$  en fonction de la densité sèche  $\gamma_d$ . Les valeurs de  $k_s$  représentées Figure 26 sont résumées dans Tableau 15.

<b>R-Lafarge (<math>d_{10} = 0,72\text{mm}</math>)</b>					
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	E	$k_s * 10^{-3}$ prédit (m/s)			
		Chapuis (2004)	Carrier (2003)	Kozeny (1927)	Terzaghi (1925)
15,8	0,677	3,82	8,54	2,52	4,46
16,3	0,626	3,25	6,95	2,05	3,79
16,8	0,577	2,76	5,63	1,66	3,18
17,3	0,532	2,32	4,53	1,34	2,64
17,6	0,509	2,12	4,03	1,19	2,39
Valeurs expérimentales	Min	2,34			
	Max	2,83			
	Moy	2,60			
<b>R-Sograp (<math>d_{10} = 0,39\text{mm}</math>)</b>					
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	E	$k_s * 10^{-3}$ prédit (m/s)			
		Chapuis (2004)	Carrier (2003)	Kozeny (1927)	Terzaghi (1925)
15,8	0,677	1,53	2,87	0,66	1,71
16,3	0,626	1,30	2,33	0,53	1,45
16,8	0,577	1,10	1,89	0,43	1,22
17,3	0,532	0,93	1,52	0,35	1,01
17,8	0,489	0,78	1,21	0,28	0,83
Valeurs expérimentales	Min	0,48			
	Max	1,38			
	Moy	1,10			
<b>C-Sograp (<math>d_{10} = 0,19\text{mm}</math>)</b>					
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	E	$k_s * 10^{-3}$ prédit (m/s)			
		Chapuis (2004)	Carrier (2003)	Kozeny (1927)	Terzaghi (1925)
15,8	0,677	0,49	1,35	0,50	0,23
16,3	0,626	0,42	1,10	0,41	0,19
16,8	0,577	0,36	0,89	0,33	0,17
17,3	0,532	0,30	0,72	0,27	0,14
17,8	0,489	0,25	0,57	0,21	0,11
Valeurs expérimentales	Min	0,36			
	Max	1,15			
	Moy	0,80			

**Tableau 15 :  $k_s$  estimées par les modèles prédictifs basés sur la distribution granulométrique, la porosité et la prise en compte ou non du facteur de forme**

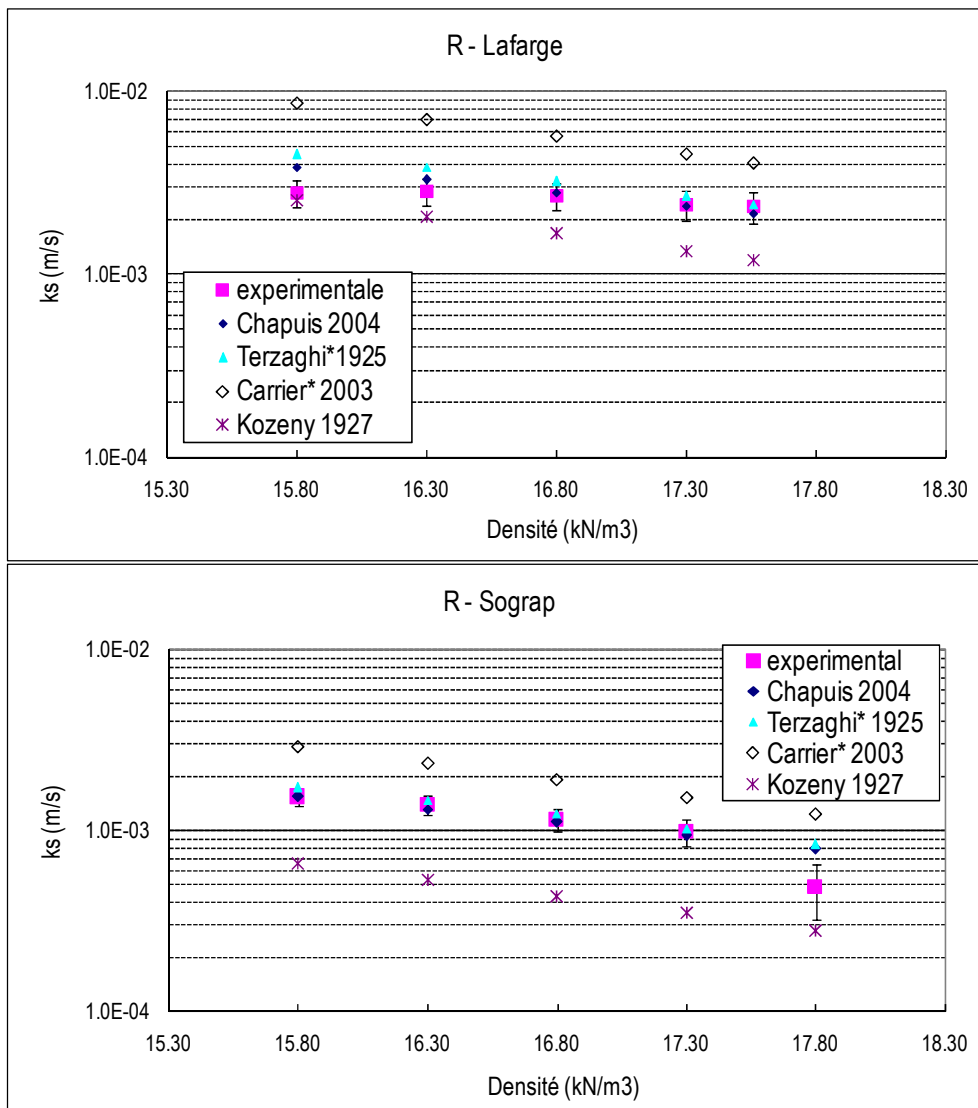
La comparaison des résultats présentés Figure 26, montre que si l'évolution en fonction de la densité de  $k_s$  estimé à partir des 4 modèles est quasiment identique à l'évolution mesurée expérimentalement pour les trois sables de référence, en revanche, leur prédiction est plus ou moins proche de la réalité.

Pour le R-Lafarge, le modèle de Carrier\*(2003) ne donne pas de bonnes prédictions quelle que soit la densité et celui de Kozeny (1927) perd de sa robustesse pour les fortes densités. Les deux autres modèles fournissent par contre une bonne estimation de  $k_s$  pour l'ensemble des densités.

En ce qui concerne le R-Sograp, on constate que ni le modèle de Kozeny (1927) ni celui de Carrier\*(2003) ne semblent adaptés pour fournir une bonne estimation de la  $k_s$  à partir des caractéristiques en place des sables de filtration. Les modèles de Tarzaghi\*(1925) et de Chapuis (2004) donnent ici encore de bonnes prédictions pour l'ensemble des densités.

Enfin pour le C-Sograp, seul le modèle de Carrier\*(2003) semble adapté pour prédire avec une précision suffisante la conductivité hydraulique en place.

En résumé, il semble donc que pour les sables roulés, les formules de Chapuis (2004) et de Terzaghi\*(1925) soient les mieux adaptées et fournissent des résultats très satisfaisants pour l'estimation de la conductivité hydraulique. En revanche, pour le C-Sograp, du fait de ses caractéristiques particulières (forme des grains et taux de fines plus important), il faudra soit utiliser le modèle de Carrier soit adapter le modèle de Chapuis. Il sera toutefois nécessaire de faire des études sur d'autres sables concassés pour valider complètement ces modèles.



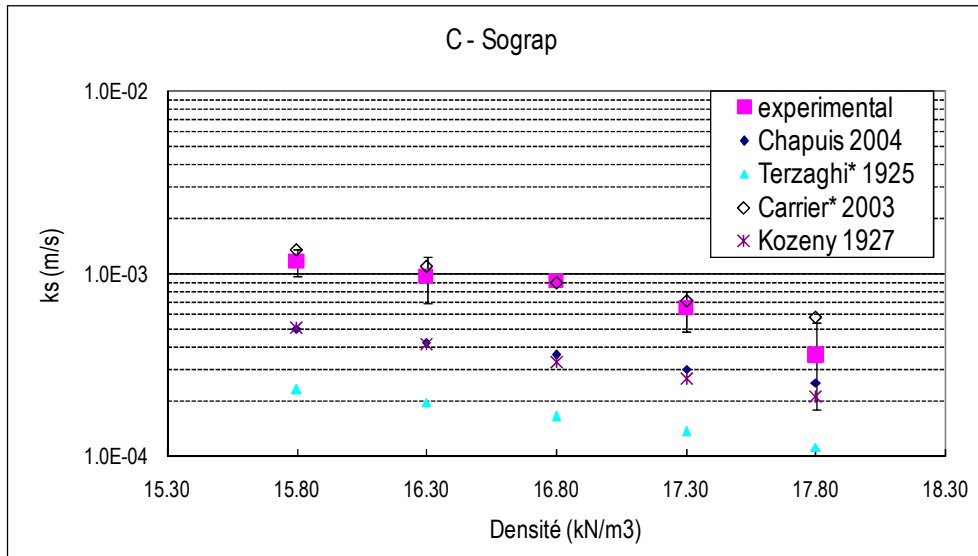


Figure 26 : Evolution de  $k_s$  estimé à partir des modèles prédictifs en fonction de  $\gamma_a$  pour les 3 sables de référence

## 2.4. CONCLUSIONS

Nous avons validé à travers cette étude expérimentale plusieurs hypothèses concernant le comportement hydraulique des matériaux des filtres à sable utilisés dans le cas des ouvrages d'ANC. Nos conclusions sont les suivantes:

1.  $k_s$  est sensible à l'état de compacité du matériau ; il faudra donc nécessairement définir des conditions de mise en œuvre des matériaux utilisés en ANC en fonction des performances recherchées, mais surtout à performances égales, en fonction des caractéristiques physiques des matériaux. Ces conditions pourront être définies lorsque les seuils de conductivités hydrauliques minimale et maximale d'un filtre permettant une épuration optimale (c'est-à-dire respectant les normes d'épuration tout en gardant une durée de vie acceptable sur le plan économique) auront été définis. Ce travail est l'objet des essais réalisés au Cemagref et dont une partie des résultats sera exposée en partie III.
2. l'influence de la viscosité de l'effluent sur le  $k_s$  est négligeable et l'effluent peut être considéré comme de l'eau vis-à-vis de la conductivité hydraulique dans un milieu vierge ; ce constat reste valable quel que soit l'état de densité du matériau. Ce résultat facilitera les études futures du fait des difficultés liées à l'utilisation de ce type de fluide en s'appuyant sur les résultats obtenus avec de l'eau claire pour appréhender le comportement réel des filtres d'ANC.
3. l'influence de la colonisation par la biomasse (colmatage) sur la conductivité hydraulique est importante. Il y a une diminution progressive de  $k_s$  au fur et à mesure de la croissance de la biomasse ; cette diminution de  $k_s$  en fonction du temps est de type exponentiel avec un coefficient de corrélation  $R^2 = 0,98$ .
4. le test de Grant doit être amélioré en vue de sa validation comme outil de contrôle a priori des matériaux de filtre à sable. En effet la simplicité de ce test permettrait de le généraliser rapidement pour une utilisation par les gestionnaires ou les installateurs de ces ouvrages ; par contre du fait des conditions de cet essai (non saturation),

l'utilisation de la loi de Darcy pour estimer  $k_s$  n'est pas réaliste et les estimations obtenues ne sont pas satisfaisantes. Ce test ne peut donc pas être validé pour une estimation rapide de  $k_s$  d'un matériau de filtre. Par contre, pour qu'il puisse fournir une bonne estimation de la conductivité hydraulique non saturée d'un filtre; il serait nécessaire de revoir les hypothèses de ce test et de valider ces estimations par les résultats expérimentaux réalisés sur colonnes au Cemagref et par les études sur sol non saturée abordées dans le chapitre 3 suivant.

5. l'étude comparative des différents modèles prédictifs de  $k_s$  montre que les modèles basés uniquement sur la courbe granulométrique des matériaux filtrants ne permettent pas de fournir une estimation suffisamment précise de  $k_s$ . En effet, ces modèles ne tiennent compte ni de la compacité, ni de la forme des particules. La formule de Chapuis (2004) semble la mieux adaptée pour les sables roulés pour l'estimation de  $k_s$  ; en revanche, elle montre ses limites pour l'estimation de  $k_s$  des sables concassés. Le modèle de Carrier (2003), qui prend en compte un facteur de forme à choisir arbitrairement en fonction du jugement fait par une analyse visuelle de l'échantillon de sable semble le mieux adapté pour le sable concassé. Ce même modèle donne de très mauvaises estimations de  $k_s$  pour les deux sables R-Lafarge et R-Sograp.

En conclusion, nous préconisons donc l'utilisation de la formule de Chapuis [Cha04] pour estimer le  $k_s$  des matériaux de filtres à sables roulés, dont la validation a largement été démontrée sur une base de données de 100 matériaux roulés [Cha04] ; en revanche, la formule de Carrier (2003) nécessite encore des études sur un nombre important de matériaux concassés notamment en ce qui concerne le choix du facteur de forme afin de la valider complètement.



## CHAPITRE 3 : ESTIMATION DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE NON SATUREE EN PLACE

### 3.1. INTRODUCTION

Les propriétés hydrauliques des milieux non saturés ont fait l'objet de nombreuses études [Ter43], [Chi50], [Bur53], [Gar58], [Bro64], [Mua76], [Mua86], [Van80], [Van00], [Fre03], [Aub00]. Ces auteurs ont proposé différentes approches pour mesurer ou estimer la conductivité hydraulique non saturée en fonction de la teneur en eau et de la succion. En revanche, très peu de chercheurs ont exploité ces travaux dans le contexte des filtres d'ANC afin de comprendre et d'accroître les connaissances de leur fonctionnement en vue de leur optimisation. Nous proposons dans ce chapitre d'adapter ces travaux de recherche pour estimer la conductivité hydraulique de ces ouvrages en place.

Ce chapitre contient deux sous-sections : une première section est consacrée à une synthèse bibliographique des travaux déjà menés dans ce domaine et une deuxième présente les travaux et résultats obtenus dans le cadre de ce projet.

La section bibliographique traite, dans un premier temps, des paramètres importants régissant le comportement hydraulique des sols non saturés. Après la définition de ces différents paramètres, nous abordons les techniques de mesures et de contrôle de la succion et de détermination directe de la conductivité hydraulique non saturée. La succion en effet est le paramètre clé dans l'étude des milieux non saturés et sa détermination directe par mesure expérimentale ou indirecte par des relations théoriques est un aspect fondamental dans l'hydraulique des sols non saturés. Comme dans le chapitre précédent (conductivité hydraulique saturée) nous insisterons sur les méthodes indirectes de détermination de la succion et de la conductivité hydraulique non saturée à partir de la connaissance des caractéristiques géotechniques de base du matériau.

La deuxième section focalisera sur l'étude des différents modèles d'estimation de la conductivité hydraulique non saturée et de leur pertinence vis-à-vis de leur application sur des ouvrages d'ANC.

### 3.2. SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

#### 3.2.1. Sols non saturés et succion

Le sol non saturé est considéré comme un système triphasique qui, contrairement au sol saturé, met en jeu des interactions entre les phases solide (particules du sol), liquide (eau) et gazeuse (air).

- *Succion et tension superficielle*

Lors de l'étude du comportement hydraulique des sols non saturés, l'importance du rôle de l'interface air-eau justifie sa prise en compte en tant que phase additionnelle. En effet, lorsque la phase d'air est continue l'interface air-eau interagit avec les particules de sol et produit un phénomène qu'on appelle tension superficielle «  $\sigma_{aw}$  ». Cette tension superficielle est créée par des forces qui se développent à la surface du liquide [Bea72]. Le phénomène de tension superficielle est associé à la succion matricielle «  $\psi$  ». Celle-ci est présente dans les zones capillaires et affecte les paramètres hydrauliques des sols non saturés.

- *Succion du sol*

Sous le terme général « succion du sol », on distingue trois termes différents : la succion matricielle, la succion osmotique et la succion totale. A titre indicatif, la succion totale d'un sol varie entre 0 et  $10^6$  kPa [Fre06].

La succion matricielle, telle quelle est définie dans l'Equation 36, est la capacité de rétention d'eau à l'intérieur de la matrice solide du sol. Elle fait intervenir les effets d'adsorption des particules du sol et les forces capillaires, ces dernières dépendant de la forme et de la taille des pores dans le sol.

$$\psi = u_a - u_w = \frac{2 \cdot \sigma_{aw}}{r} \quad \text{Équation 36}$$

Avec

- $\psi$  : la succion matricielle (kPa),
- $u_a$  : la pression d'air du sol (kPa),
- $u_w$  : la pression de l'eau interstitielle (kPa),
- $\sigma_{aw}$  : la tension de surface air-eau (kN/m),
- $r$  : le rayon de courbure du ménisque air-eau (m).

La succion osmotique (ou le potentiel osmotique) est la capacité de rétention d'eau par les sels présents sous forme dissoute dans l'eau interstitielle. Elle est due à la différence de concentration en sel en différents points de la matrice du sol. En géotechnique, elle n'est en général pas prise en compte, car son influence serait négligeable [Fre94].

La succion totale est la somme de la succion matricielle et de la succion osmotique. En géotechnique, la succion totale est donc généralement prise équivalente à la succion matricielle.

- *Succion et conductivité hydraulique*

Les variations de succion dans le sol influencent la conductivité hydraulique. Cette dernière diminue avec l'augmentation de la tortuosité des canaux d'écoulement par l'effet de la présence de l'air immobile dans les pores au fur et à mesure que le sol se draine, ce qui réduit l'espace disponible pour l'écoulement d'eau [Fre94]. Dans ces conditions, la conductivité hydraulique n'est pas constante et l'écoulement est donc régi à la fois par la quantité d'eau disponible dans la porosité (teneur en eau  $w$ ) et par l'indice des vides  $e$ . La conductivité hydraulique, exprimée en fonction de «  $e$  » et «  $w$  », peut être représentée par la teneur en eau volumique «  $\theta$  » qui est fonction de ces deux paramètres.

- *Teneur en eau volumique*

La teneur en eau volumique est la relation liant le volume de l'eau présente dans le sol et le volume total du sol ; cette relation est exprimée par la formule l'Equation 37 :

$$\theta = \frac{V_w}{V_t} = \frac{w \cdot \rho_d}{\rho_w} = n \cdot S_r \quad \text{Équation 37}$$

Avec

$\theta$  : teneur en eau volumique (sans dimension),

$V_w$  : le volume de l'eau en ( $\text{cm}^3$ ),

$V_t$  : le volume total en ( $\text{cm}^3$ ),

$\rho_w$  : la masse volumique de l'eau,  $\approx 1 \text{ g/cm}^3$ ,

w : la teneur en eau massique (%),

$\rho_d$  : la masse volumique du sol ( $\text{g/cm}^3$ ),

n : la porosité (%),

La quantité d'eau retenue dans le sol par l'effet de succion dépend de plusieurs facteurs à savoir : la forme et la taille des pores, la minéralogie et la surface spécifique des particules solides et la composition chimique de l'eau interstitielle [Aub03].

▪ *Variables d'intérêt*

La quantité d'eau dans le sol est généralement définie de plusieurs façons et il est difficile de limiter la définition à une seule variable. Trois variables communes sans dimensions sont utilisées généralement pour définir cette quantité d'eau : la teneur en eau gravimétrique w, la teneur en eau volumétrique  $\theta$  et le degré de saturation  $S_r$ . On utilise aussi la teneur en eau normalisée «  $\Theta_n$  » qui est liée aux conditions résiduelles [Fre02] et qui est définie Equation 38 :

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

Équation 38

Avec :

$\theta$  : teneur en eau volumique

$\theta_r$  : teneur en eau volumique résiduelle

$\theta_s$  : teneur en eau volumique à saturation

Ces trois derniers paramètres sont les principaux éléments de description du comportement des sols non saturés.

### 3.2.2. Définition de la conductivité hydraulique non saturée

La conductivité hydraulique est définie par l'aptitude d'un milieu à se laisser traverser par l'eau sous l'effet d'un gradient hydraulique. En milieu non saturé, sa valeur dépend notamment du degré de saturation du milieu.

La plupart des formulations [Fre00] de la conductivité hydraulique non saturée  $k_u$  utilisent la définition suivante (Equation 38) :

$$k_u = k_r \cdot k_s$$

Équation 39

Avec  $k_s$  et  $k_r$  représentent respectivement les conductivités hydrauliques saturée et relative. Il est important de noter que cette formulation de  $k_u$ , présuppose la connaissance de  $k_s$  pour le matériau en question. La conductivité hydraulique relative est exprimée ci-après selon les formules présentées dans le paragraphe 3.2.5.3.

### 3.2.3. Détermination du $k_u$

Il existe des méthodes directes et indirectes pour déterminer  $k_u$ . Les méthodes dites méthodes directes expérimentales sont basées sur la généralisation de la loi de Darcy [Fre00]. Richards (1931) a été le premier à essayer de généraliser cette loi aux milieux poreux non saturés. Il a proposé d'exprimer l'équation de l'écoulement en élargissant le concept de gradient de charge à celui de gradient de potentiel de la façon suivante (Equation 40) :

$$q = -k(\psi) \cdot \nabla \phi \quad \text{Équation 40}$$

$\nabla \phi$  représente le gradient hydraulique en (m),  
 $k(\psi)$  représente la conductivité hydraulique en fonction de la succion matricielle (m/s),  
 $q$  correspond au débit d'écoulement ( $m^3/s$ ).

Ces méthodes directes, présentées en Annexe 3, sont longues à mettre en œuvre et il n'est pas toujours possible de les utiliser pour résoudre les problèmes courants de géotechniques à cause des difficultés techniques liées à leur mise en œuvre. De ce fait, a émergé un ensemble de méthodes indirectes qui ont prouvé leur aptitude à résoudre la plupart des problèmes géotechniques [Fre00].

La plupart des méthodes indirectes d'estimation utilisent la courbe de rétention d'eau (CRE) et la conductivité hydraulique saturée  $k_s$  du matériau pour déterminer  $k_u$  [Fre94], [Van96], [Bar98], [Fre00], [Fre00]. Dans ce cadre, plusieurs modèles mathématiques prédictifs reliant  $k_u$  ou  $k_r$  à la succion  $\psi$  ou à la teneur en eau volumique  $\theta$ , ont été développés. Ces modèles ont été divisés par Mualem [Mua86] en deux catégories : les modèles empiriques et les modèles statistiques (macroscopique et microscopique). Ces modèles seront détaillés au paragraphe 2.4 après la définition de la CRE et la présentation des différentes méthodes de sa détermination.

Le schéma ci-après résume les différentes approches qui peuvent être utilisées pour déterminer  $k_u$  [Fre97]. Dans notre travail, nous nous intéressons aux méthodes indirectes que nous présentons dans ce qui suit.

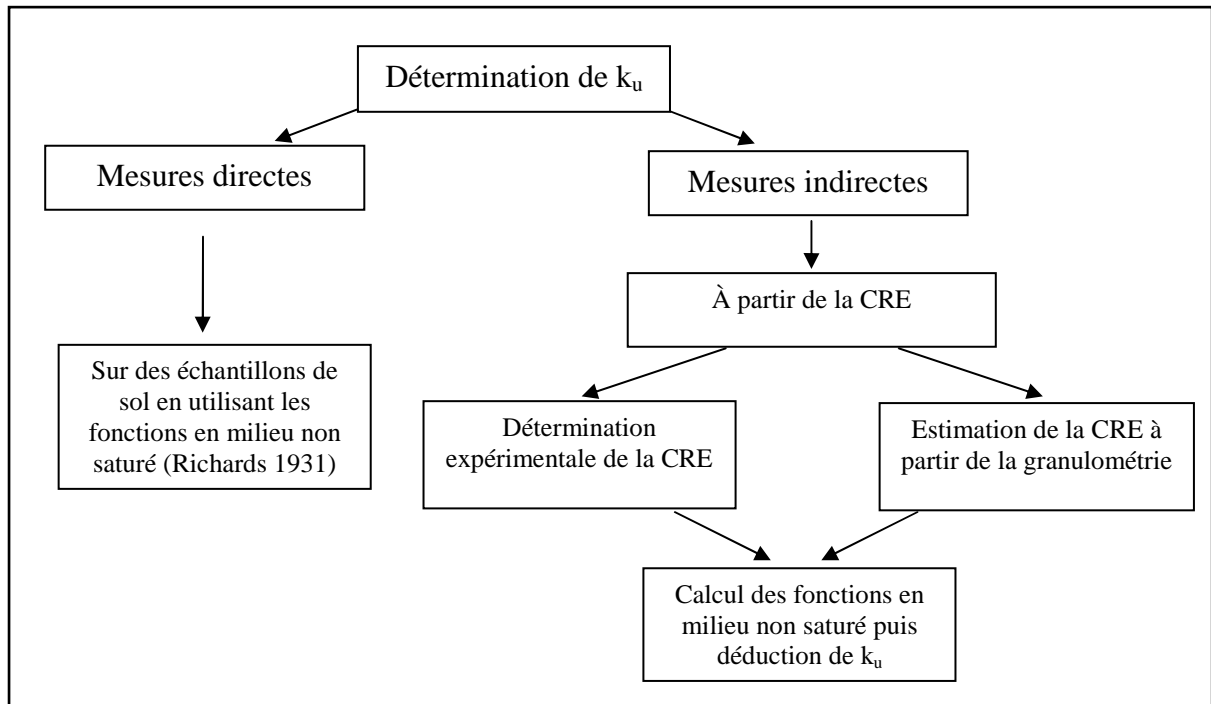


Figure 27 : Différentes approches utilisées pour déterminer la conductivité hydraulique non saturée

### 3.2.4. Courbe caractéristique de rétention d'eau (CRE)

La courbe de rétention d'eau (CRE) appelée également courbe caractéristique sol-eau (CCSE) ou courbe de succion joue un rôle très important dans la représentation du comportement des sols non saturés. La CRE est définie comme étant la relation liant la teneur en eau volumique et la succion du sol [Fre94]. Initialement, la CRE a été considérée comme un moyen d'estimation de la teneur en eau d'un sol in situ. Mais cette méthode n'est pas acceptable pour l'estimation de la teneur en eau dans les cas d'effet d'hystérésis important entre la courbe de drainage et d'humidification (Figure 28). Plus tard, il s'est avéré que la CRE pouvait aussi être utile lors de l'estimation des propriétés hydrauliques des sols non saturés [Fre00].

#### 3.2.4.1. Courbes de rétention et effet d'hystérésis

##### a) Les CRE

La relation, entre la teneur en eau volumique et la succion du sol, n'est pas une fonction unique. La non unicité des CRE est causée par un phénomène nommé hystérésis [Fre94]. Les CRE sont fonction du chemin hydraulique qu'a subi le milieu poreux, c'est-à-dire soit une imbibition soit un drainage. Pour certains types de matériaux, l'hystérésis peut influencer de manière significative les écoulements dans les milieux poreux non saturés et des erreurs considérables peuvent être commises au niveau des prédictions de la conductivité hydraulique si on ignore ce phénomène [Maq02]. La Figure 28 montre l'effet d'hystérésis d'une CRE typique pour un sol limoneux (d'après [Fre94]).

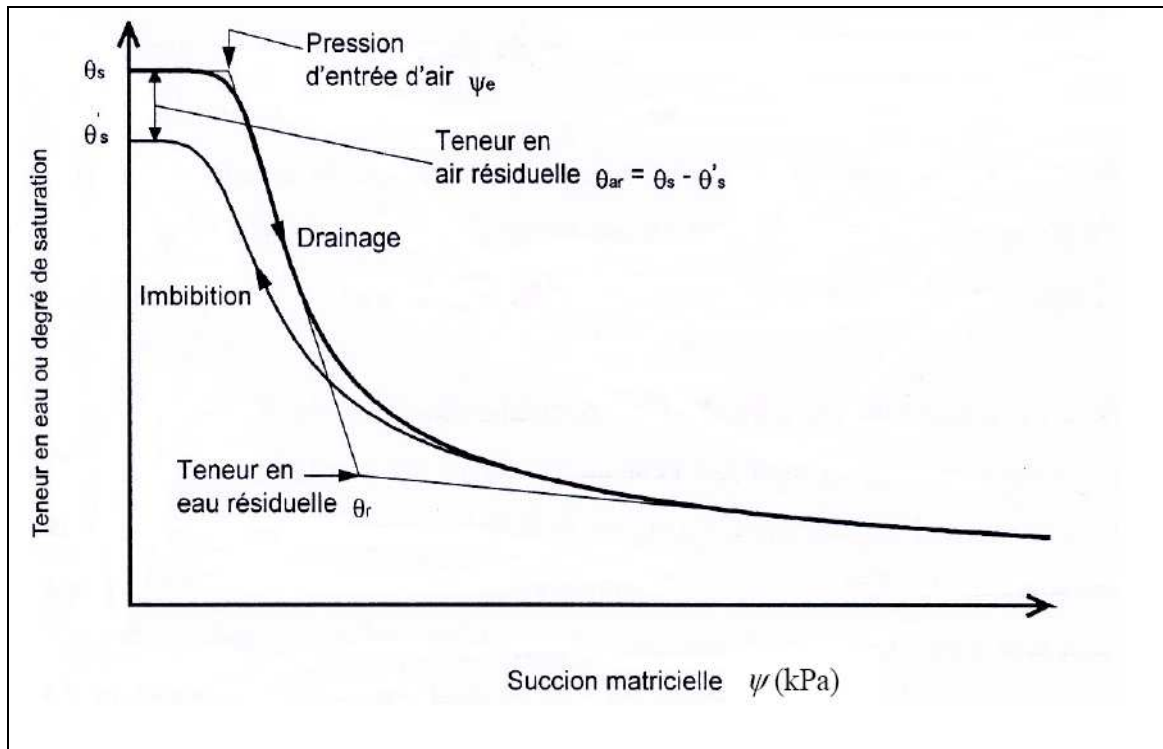


Figure 28 : Courbe caractéristique de rétention d'eau typique d'un sol [Fre94]

**b) Phase de drainage (désorption)**

Dans la phase de drainage, le sol saturé est soumis à une augmentation graduelle de la succion résultant de la diminution de la teneur en eau. Initialement, lorsque la pression appliquée s'accroît, le sol reste saturé jusqu'à une valeur de succion égale à la pression capillaire produite par l'effet des forces d'attraction entre les grains solides et l'eau. À partir du moment où une succion légèrement supérieure à la pression capillaire présente dans le matériau est appliquée, le sol commence à se drainer. La succion atteinte lorsque la phase gazeuse investit peu à peu le milieu poreux est nommée « pression d'entrée d'air » et est représentée par le symbole «  $\psi_e$  ». Cette pression est définie par l'intersection de la droite de saturation et de l'asymptote à grandes succions (Cf. Figure 28) [Hav99].

Une fois la pression d'entrée d'air atteinte, la teneur en eau du matériau diminue très rapidement. Pendant cette phase de forte désaturation, la variation de la teneur en eau est sensiblement proportionnelle à celle de la succion (Cf. Figure 28). La pente de cette relation linéaire est appelée « indice de distribution de la dimension des pores ». Elle est caractéristique de la taille et de volume des pores. Gardner [Gar58] ainsi que Brooks et Corey [Bro64] ont constaté que, dans les matériaux à granulométrie très uniforme, les pentes de la portion linéaire de la CRE sont abruptes tandis que les matériaux étalés présentent des pentes plus douces [Cot03].

Lorsque la teneur en eau résiduelle «  $\theta_r$  » est atteinte, la pente de la partie de drainage de la CRE change en devenant parallèle à l'axe de succion. À partir de cette valeur, il faut augmenter considérablement la succion pour faire varier légèrement la teneur en eau. Selon Fredlund et Xing [Fre94], la valeur de la teneur en eau résiduelle peut être déterminée par l'intersection de la projection de la droite de la partie de drainage rapide avec la tangente de l'asymptote aux valeurs maximums de succion (Cf. Figure 28). D'après Côté [Cot03], à des teneurs en eau inférieures à «  $\theta_r$  », l'eau de drainage est principalement soumise aux forces

capillaires d'attraction physico chimique (osmotique), alors qu'à des teneurs en eau supérieures à «  $\theta_r$  » les forces de gravité sont dominantes et l'eau peut donc être drainée par de faibles gradients.

A titre d'exemple, la pression d'entrée d'air «  $\psi_e$  » pour un sable est autour de 2 kPa et la succion résiduelle «  $\psi_r$  » est de l'ordre de 13 kPa. Pour les limons la pression d'entrée d'air est autour de 10 kPa et la succion résiduelle est de l'ordre de 120 kPa [Fre06].

### *c) Phase d'humidification (sorption)*

Durant la phase d'humidification, on retrouve les mêmes paramètres que dans la phase de drainage (Cf. Figure 28). Cependant, on observe une hystérésis importante de la teneur en eau par rapport à la phase de drainage. Puisque les vides présents dans un arrangement de particules grossières peuvent être considérés comme un réseau de tubes capillaires, le phénomène s'explique par le fait que la succion matricielle est inversement proportionnelle au rayon du ménisque air-eau entre deux grains. Lorsque le sol se draine, l'eau est expulsée du matériau et le rayon de courbure du ménisque se révèle faible, ce qui indique que la pression capillaire est plus élevée. En revanche, dans la phase d'imbibition, l'eau tente de pénétrer dans le matériau, ce qui a pour conséquence d'augmenter le rayon du ménisque et d'affaiblir la pression capillaire [Bea72].

### *d) Le cas des sables et en particulier ceux des ANC*

Selon l'étude expérimentale de l'effet d'hystérésis réalisée par [Maq02] sur deux sables, un sable fin ( $d_{10}=0,23\text{mm}$  et  $d_{60}=0,34\text{mm}$ ) et un sable plus grossier ( $d_{10}=0,26\text{mm}$  et  $d_{60}=0,88\text{mm}$ ), ce phénomène ne peut pas être négligé dans ce type de matériau. Les résultats obtenus ont montré que le comportement hydrique des deux sables est affecté de façon significative par ce phénomène et, pour obtenir une meilleure prédiction du comportement hydrique, il s'est avéré important d'intégrer l'effet d'hystérésis dans les calculs de la conductivité hydraulique. Cette étude a montré également que l'amplitude du phénomène d'hystérésis est légèrement moins importante dans le sable grossier que dans le sable fin. L'écart de teneur en eau volumique entre les courbes en drainage et en imbibition mesuré pour toute la gamme de succion est compris entre 20% et 65% pour le sable fin et entre 20% et 50% pour le sable grossier.

Les sables de filtration préconisés en ANC sont plus grossiers que les deux sables de l'étude précédente, ce qui ne permet pas de généraliser ces conclusions mais laisse penser que l'effet de l'hystérésis pour ce type de sable restera marginal par rapport à l'effet lié aux variations de teneur en eau et donc de succion. Cet effet sera néanmoins évalué sur nos 3 sables de référence lors de l'étude expérimentale (paragraphe 3.3).

### *3.2.4.2. Expressions mathématiques de la CRE*

Plusieurs expressions mathématiques de la CRE ont été proposées pour mieux représenter les caractéristiques de la CRE. Chacun de ces expressions fournit un ajustement satisfaisant de la courbe expérimentale de drainage ou d'humidification [Fre06]. Une liste des différentes équations proposées dans la littérature est présentée Tableau 16. Ces équations peuvent être classées en deux catégories : équations fonction de deux paramètres et équations fonction de trois paramètres [Fre06].

Le premier paramètre est relié à la valeur de pression d'entrée d'air  $\psi_e$ . Le deuxième paramètre est relié au taux de drainage du sol ou au débit de désaturation dans la zone de désaturation rapide de la courbe (une fois que  $\psi_e$  est dépassée). Le troisième paramètre permet en plus, pour les faibles valeurs de succion proches de la valeur d'entrée d'air  $\psi_e$ , d'avoir une courbure différente de celle obtenue pour des valeurs élevées de succion à proximité des conditions résiduelles  $\psi_r$  [Fre06].

Références	Equations	Description
Gardner (1958)	$\Theta_n = \frac{1}{1 + \alpha_g \psi^{n_g}}$	$\alpha_g$ : paramètre d'ajustement relié à la pression d'entrée d'air  $n_g$ : paramètre d'ajustement relié à la pente au point d'inflexion de la courbe de rétention une fois la valeur d'entrée d'air dépassée.
Brooks et Corey (1964)	$\Theta_n = 1, \quad \psi \leq \psi_e$ $\Theta_n = \left( \frac{\psi}{\psi_e} \right)^{\lambda_{bc}}, \quad \psi > \psi_e$	$\psi_e$ : pression d'entrée d'air  $\lambda_{bc}$ : indice relatif à la distribution de la taille des pores
Van Genuchten (1980)	$\Theta_n = \frac{1}{\left[ 1 + \left( \frac{\psi}{a_v} \right)^{n_v} \right]^{m_v}}$	$a_v$ : paramètre de sol lié à la pression d'entrée d'air  $n_v$ : paramètre de sol lié au taux de drainage du sol une fois la valeur d'entrée d'air dépassée  $m_v$ : paramètre de sol lié à la teneur en eau résiduelle ( $m_v = 1 - 2/n_v$ ).
McKee et Bumb (1987)	$\Theta_n = \frac{1}{1 + \exp\left(\frac{\psi - a_m}{n_m}\right)}$	$a_m$ et $n_m$ paramètres d'ajustement de la courbe
Fredlund et Xing (1994)	$\Theta_n = C(\psi) \frac{1}{\left[ \ln\left(\exp(1) + \left(\frac{\psi}{a}\right)^b\right) \right]^c}$	$a$ : paramètre correspondant à la pression d'entrée d'air  $b$ : paramètre relatif au débit de désaturation  $c$ : paramètre relatif aux conditions de teneur en eau résiduelle  $C(\psi)$ : facteur de correction de la courbe

**Tableau 16 : Principaux modèles empiriques d'obtention de la courbe de rétention [Fre06]**

Il y a deux principales difficultés liées à la représentation de la CRE par ces équations mathématiques. La première difficulté est liée à la représentation des faibles valeurs de succion ( $< \psi_e$ ) lorsque la CRE devient asymptotique à l'horizontale dans la partie supérieure de la CRE. En d'autres termes, les équations donnent des valeurs de teneur en eau «  $w$  ou  $\theta$  » proches de zéro. Ceci n'est pas correct car la teneur en eau dans ce cas est proche de la teneur en eau de saturation ( $\theta \approx \theta_s$ ).



La deuxième difficulté, concerne la représentation des fortes valeurs de succion au-delà de la succion résiduelle  $\psi_r$ . Dans ce cas, la CRE devient asymptotique à l'horizontale dans la partie inférieure de la CRE et les équations donnent des valeurs de succion très grandes [Fre06].

Ce dernier problème a été corrigé par Fredlund et Xing [Fre94] qui ont démontré que l'Equation 41 est la meilleure expression mathématique de la CRE pour tous les matériaux. Cette nouvelle équation intègre un facteur de correction de la courbe  $C(\psi)$  permettant que l'équation donne la valeur zéro en teneur en eau pour une valeur de succion égale à  $10^6$  kPa. L'équation de Fredlund et Xing s'écrit comme suit :

$$\theta(\psi) = C(\psi) \frac{\theta_s}{\left\{ \ln \left[ \exp(1) + \left( \frac{\psi}{a} \right)^b \right] \right\}^c} \quad \text{Équation 41}$$

$$\text{Avec : } C(\psi) = 1 - \frac{\ln \left( 1 + \frac{\psi}{\psi_r} \right)}{\ln \left[ 1 + \frac{1000000}{\psi_r} \right]} \quad \text{Équation 42}$$

$\theta$  : teneur en eau volumique (m),

$\theta_s$  : teneur en eau volumique à saturation (m),

$\psi$  : succion matricielle ( $u_a - u_w$ ) (kPa),

$\psi_r$  : succion correspondant à la valeur de la teneur en eau résiduelle (kPa),

$a$  : paramètre correspondant au point d'entrée d'air,

$b$  : paramètre relatif au débit de désaturation,

$c$  : paramètre relatif aux conditions de teneurs en eau résiduelle.

Les paramètres  $a$ ,  $b$  et  $c$  sont déterminés numériquement par un ajustement non linéaire des données expérimentales.

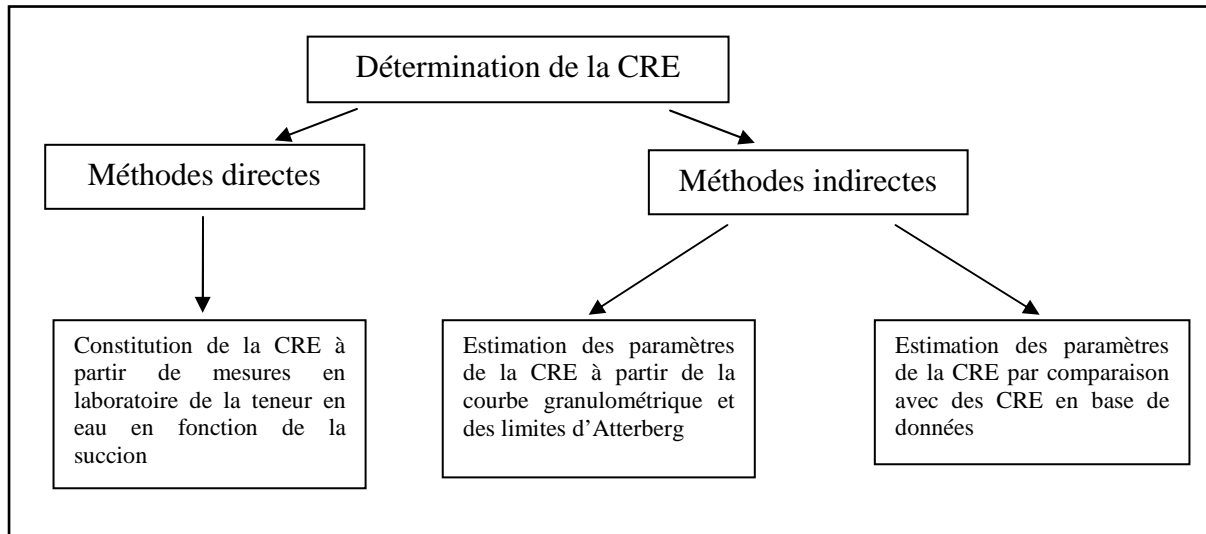
### 3.2.5. Détermination de $k_u$ à partir de CRE

#### 3.2.5.1. Détermination de la CRE

La Figure 29 ci-après illustre les différentes approches qui peuvent être utilisées pour déterminer la CRE selon Fredlund [Fre06]. La lecture de cette figure permet de diviser ces différentes approches en deux grandes catégories ; les méthodes de détermination directe et les méthodes de détermination indirecte.

La catégorie des méthodes de détermination directe de la CRE regroupe les mesures en laboratoire et in situ de la teneur en eau en fonction de la succion avec un matériel spécifique. En revanche, la catégorie des méthodes de détermination indirecte utilise des modèles numériques basés sur les caractéristiques géotechniques classiques telles que la courbe granulométrique, l'indice de plasticité et/ou par analogie avec la CRE de différents sols contenus dans des banques de données.

Nous présentons en détail dans les deux paragraphes et ci-après ces techniques de détermination en insistant plus particulièrement sur les méthodes indirectes.



**Figure 29 : Différentes approches utilisées pour obtenir la courbe de rétention d'eau d'un sol [Fre06]**

#### *a) Méthodes de détermination directes*

##### ▪ *Au laboratoire*

Il existe plusieurs techniques de mesure et de contrôle de succion en laboratoire actuellement opérationnelles. Le point commun entre ces différentes techniques est qu'elles sont longues à exécuter et pas toujours fiables du fait des difficultés expérimentales de mesure. En revanche, ces techniques sont complémentaires du fait de la gamme de succions et de la précision que chaque technique couvre.

Parmi les techniques de contrôle et de mesure en laboratoire les plus utilisées on peut citer :

- contrôle de la succion par plaque tensiométrique et par translations d'axe,
- contrôle osmotique,
- contrôle par phase vapeur,
- mesure tensiométrique de la succion,
- mesure psychrométrique,
- méthode du papier filtre,
- méthode du bac à sable.

Ces différentes techniques sont abondamment présentes dans la littérature [Cho05]. Elles ne seront pas détaillées ici et le lecteur intéressé pourra consulter les références du Tableau 17 afin d'avoir plus de précisions. Nous résumons dans ce même tableau ces différentes techniques. Dans notre étude, nous avons utilisé la méthode du bac à sable mise au point par Stakman et al [Sta69] ensuite adaptée et améliorée par d'autres chercheurs [Var72], [Top79]. Le choix de cette méthode a été basé sur la simplicité, la rapidité et le faible coût de la mesure. La gamme de succion de cette technique (0 → 50 kPa) est adaptée pour les 3 sables de référence. Cette technique est présentée en détail à l'annexe 4.

Techniques	Gamme de succion (kPa)	Commentaires
Plaque tensiométrique (Croney et al 1952)	0 → 10	Parmi les premières techniques utilisées. Système de mesure très simple
Translation d'axe (Richard 1941)	0 → 500/1500	Elle a été adaptée par les géotechniciens sur des appareils de mécanique des sols (oedomètres, essais triaxiaux, boîte de cisaillement)
Osmotique (Delage et al 1993)	0 → 12000	/
Phase vapeur (Delage et al 1998)	0 → 332000	Essai très lent ; Conditions de température contrôlée (20°C)
Tensiomètre (Ridly et Burland 1993)	0 → 90/1500	La technique la plus simple et la plus répandue
Psychrométrie (Verbrugge 1978, Zerhouni 1995)	300 → 8000	Technique assez sophistiquée rarement utilisée en mécanique des sols
Papier filtre (Gardner 1937)	0 → 10000	Technique assez simple
Bac à sable (Stakman et al 1969)	0 → 50	Technique assez simple et rapide

Tableau 17 : Les différentes techniques de détermination de la courbe de rétention d'eau

- *In situ*

Les techniques de détermination de la CRE *in situ* sont basées sur l'utilisation des tensiomètres adaptés pour les mesures sur terrain. Ces techniques ne seront pas abordées ici car elles n'ont pas été testées sur les filtres d'ANC. Les difficultés techniques liées à leur mise en œuvre font que ces méthodes sont coûteuses et délicates à réaliser.

*b) Méthodes de détermination indirectes*

Le temps, les difficultés et le coût excessif liés aux mesures directes de la CRE ont encouragé le développement d'outils de détermination indirecte. On peut classer les différents modèles d'estimation indirecte de la CRE en trois grandes catégories [Fre02] : (i) estimation par régression statistique de la teneur en eau du sol pour différentes valeurs de succion [Gup79], (ii) estimation des paramètres du sol en utilisant une fonction algébrique décrivant la CRE [Raw85], [Raw89], [Ver89], [Sch97], (iii) estimation à partir de modèles physico-empiriques dans lesquels la courbe granulométrique et la densité sèche (ou la porosité) sont utilisées pour prédire la CRE [Ary81], [Ary99], [Fre97].

La simplicité et les résultats fiables des modèles physico-empiriques basés sur les caractéristiques texturales et structurales du sol ont permis le développement et la vulgarisation de cette approche (iii) par rapport aux deux premières (i, ii).

Il a été démontré à travers plusieurs travaux de recherche [Ary81], [Ary99], [Kov81], [Aub98], [Aub99], [Aub03], [Fre97], [Fre02] que ces modèles physico-empiriques s'appuient sur la relation entre la forme de la fonction de rétention d'eau et la courbe granulométrique d'une part et la porosité du sol d'autre part. Les modèles de ce type sont particulièrement intéressants car ils permettent de déterminer la fonction de rétention d'un sol sans aucune connaissance préalable du comportement hydrique du matériau. On peut citer quatre principaux modèles physico-empiriques dans lesquels la courbe granulométrique et la porosité

sont les paramètres de base utilisés pour prédire la CRE : Arya et Paris (1981) et Arya et al (1999) ; Kovács (1981) ; Aubertin et al (1998, 1999, 2003) ; Fredlund et al (1997, 2002).

Nous présentons ci-après ces quatre modèles physico-empiriques.

▪ **Modèle de Kovács [Kov81]**

Kovács [Kov81] considère que le phénomène de rétention d'eau est régi par des forces capillaires ainsi que par des forces d'adhésion et d'adsorption. De ce fait, le degré de saturation  $S_r$  du milieu poreux est partagé en une composante capillaire «  $S_c$  » et une composante d'adhésion «  $S_a$  » et s'exprime ainsi :

$$S_r = S_c + S_a(1 - S_c) \quad \text{Équation 43}$$

Ensuite, Kovács (1981) a exprimé la relation entre les deux composantes du degré de saturation ( $S_r$ ,  $S_c$ ) et la succion matricielle. Il propose les équations 44, 45, 46 pour décrire la CRE :

$$S_c = 1 - \left[ \left( \frac{h_{co}}{\psi} \right)^2 + 1 \right] \exp \left[ - \left( \frac{h_{co}}{\psi} \right)^2 \right] \quad \text{Équation 44}$$

$$S_a = a_1 \left( \frac{1-n}{n} \right) \cdot \psi^{-\beta_1} \left( \frac{\alpha_k}{D_h} \right)^{\beta_2} \quad \text{Équation 45}$$

Avec

$$h_{co} = a_2 \left( \frac{1-n}{n} \right) \left( \frac{\alpha_k}{D_h} \right) \quad \text{Équation 46}$$

$S_r$  : le degré de saturation ( $S_r = \theta / \theta_s$ ),

$S_c$  : la composante capillaire du degré de saturation  $S_r$ ,

$S_a$  : la composante d'adhésion du degré de saturation  $S_r$ ,

$\psi$  : la succion matricielle ( $\psi = u_a - u_w$ ), avec  $u_a$  : la pression d'air du sol et  $u_w$  : la pression de l'eau interstitielle (kPa),

$h_{co}$  : la pression capillaire d'eau (m),

$n$  : la porosité,

$\alpha_k$  : facteur d'ajustement de la forme de la courbe ( $S_a - \psi$ ),

$D_h$  : le diamètre effectif (mm),

$a_1$  et  $a_2$  : les coefficients du modèle proposés par Kovács ( $a_1 = 2,5 \times 10^{-3}$  et  $a_2 = 7,5 \times 10^{-2}$ ),

$\beta_1$  et  $\beta_2$  : facteurs pris égaux à 1/6 et 2/3 respectivement.

Selon Kovács [Kov81], la combinaison des équations 43, 44 et 45 avec l'introduction des valeurs proposées pour  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $\beta_1$  et  $\beta_2$  donne l'expression suivante :

$$\theta = n \times \left[ \left( \frac{h_{co}}{\psi} \right)^2 + 1 \right] \exp \left[ - \left( \frac{h_{co}}{\psi} \right)^2 \right] \times \left[ n - 1,4 \times 10^{-2} \left( \frac{h_{co}}{\psi} \right)^{1/6} (n^2 - n^3)^{1/3} (h_{co})^{1/2} \right] \quad \text{Équation 47}$$

$\theta$  : la teneur en eau volumique

Cette équation est valide lorsque :  $50 < \frac{\alpha_k}{D_h} < 25 \cdot 10^3$ ,  $\frac{\alpha_k}{D_h}$  intervenant dans  $h_{co}$  et  $S_a$ .

L'allure schématique de la courbe de succion donnée par les équations précédentes est présentée Figure 30.

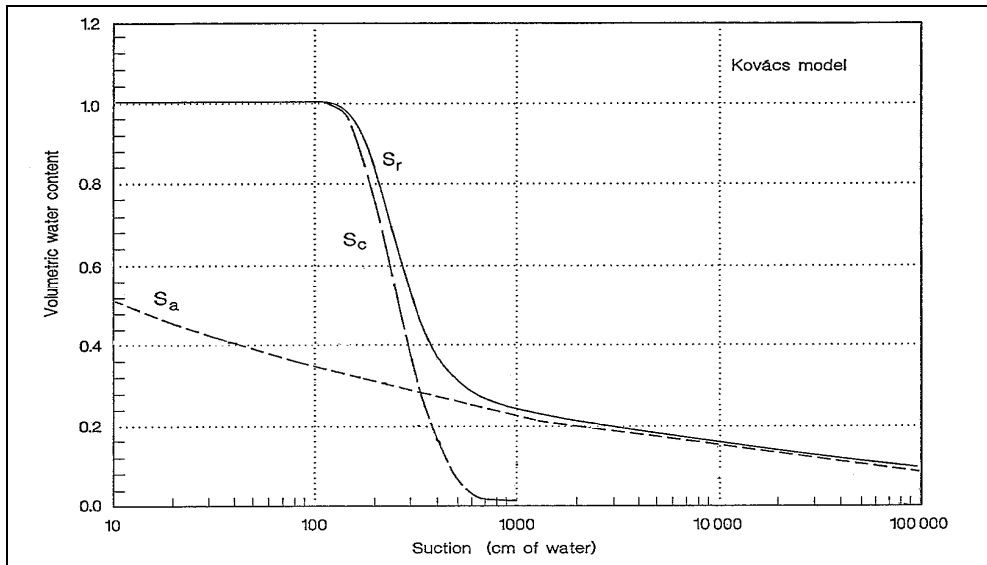


Figure 30 : Les deux composantes du degré de saturation ( $S_c$  et  $S_a$ ) dans le modèle de Kovács [Kov81]

On voit à partir de ce graphe la contribution des deux composantes  $S_c$  et  $S_a$  dans la détermination de la CRE (relation  $\psi - \theta$ ). Kovács [Kov81] a montré sur une série de données expérimentales de la CRE, que son modèle donne des estimations très satisfaisantes de la CRE.

Cependant, l'application de ce modèle n'est pas toujours fidèle à cause des difficultés liées à l'estimation de certains paramètres et en premier lieu celle du rapport «  $\alpha_k/D_h$  » nécessaire pour calculer la valeur de  $h_{co}$  et  $S_a$ . Ce rapport est relié à la surface spécifique du matériau. Malheureusement, Kovács n'a pas montré formellement comment on peut obtenir ce rapport à partir des caractéristiques du matériau. Ce problème a été résolu par Aubertin et al [Aub95b]. Après une série de mesures, Aubertin et al [Aub95b] ont estimé la valeur du rapport «  $\alpha_k/D_h$  » à «  $10/d_{10}$  » avec «  $d_{10}$  » le diamètre effectif de la courbe granulométrique. D'autres modifications présentées dans ce qui suit, ont été apportées à ce modèle par ces mêmes auteurs.

▪ **Modèle de Aubertin et al ou modèle de Kovács modifié (MK modèle) (Aubertin et al 1998, 1999, 2003) [Aub03]**

Les principales modifications apportées au modèle de base de Kovács [Kov81] concernent l'estimation des différents paramètres à partir des caractéristiques de base du

matériau à savoir la courbe granulométrique et la porosité [Aub98], [Aub03]. L'équation de base proposée par Aubertin [Aub03] du modèle de Kovács modifié s'exprime ainsi :

$$\theta = n \cdot [1 - \langle 1 - S_a \rangle \cdot (1 - S_c)] \quad \text{Équation 48}$$

Avec :

$$\langle 1 - S_a \rangle = 0,5 \cdot ((1 - S_a) + |1 - S_a|) \quad \text{Équation 49}$$

La contribution des composantes  $S_c$  et  $S_a$  pour obtenir la teneur en eau volumique  $\theta$ , a été exprimée en fonction de la remontée capillaire  $h_{co}$  (en cm) et de la succion  $\psi$  :

$$S_c = 1 - \left[ \left( \frac{h_{co}}{\psi} \right)^2 + 1 \right]^m \exp \left[ -m \left( \frac{h_{co}}{\psi} \right)^2 \right] \quad \text{Équation 50}$$

$$S_a = a_c \left( 1 - \frac{\ln(1 + \psi/\psi_r)}{\ln(1 + 10^7/\psi_r)} \right) \frac{\ln(h_{co}/\psi_n)^{2/3}}{e^{1/3} (\psi/\psi_n)^{1/6}} \quad \text{Équation 51}$$

Avec :

$$h_{co} = \frac{0,75 \times \cos \beta_d}{e \cdot d_{10} \cdot (1,17 \cdot \log(C_u) + 1)} \quad \text{pour } C_u < 50 \quad \text{Équation 52}$$

$\beta_d$  : angle de contact entre l'eau et les grains est pris égal à « 0 » dans le cas des matériaux granulaires (sables et graviers) pour la courbe de drainage ; l'équation 52 devient :

$$h_{co} = \frac{0,75}{e \cdot d_{10} \cdot (1,17 \cdot \log(C_u) + 1)} \quad \text{Équation 53}$$

$$\psi_r = \frac{0,42}{(e \cdot d_{10})^{1,26}} \quad R^2=0.87 \quad \text{Équation 54}$$

$m$  : coefficient de taille des pores qui permet de contrôler la saturation capillaire ; il est approximativement égal à ( $m=1/C_u$ ) dans le cas des sols granulaires (non cohésifs et de faible plasticité) [Aub03],

$a_c$  : coefficient d'adhésion approximativement égal à 0,01 lorsque la succion  $\psi$  est en cm [Aub03],

$\psi_n$  : paramètre de normalisation des unités ( $\psi_n=1\text{cm}$  lorsque  $\psi$  et  $h_{co}$  sont données en cm).

Ce modèle a été complété assez récemment par Maqsood [Maq06] dans le but de déterminer la valeur de l'angle de contact  $\beta_d$  afin de déterminer la courbe d'humidification (l'effet hystérésis). Maqsood a démontré à partir des résultats de plusieurs travaux de recherche que la valeur du  $\beta_d$  est toujours comprise entre  $57^\circ$  et  $61^\circ$  pour les courbes d'humidification. Ces deux valeurs ont été établies à partir de la relation entre l'angle de

contact  $\beta_d$ , la pression d'entrée d'air  $\psi_r$  et la pression capillaire d'eau  $h_{co}$ . Pour plus de détails, on peut se référer à la publication de Maqsoud [Maq06].

▪ **Modèle de Arya et Paris (Arya et Paris 1981, Arya et al 1999) [Ary99]**

Arya et Paris [Ary81] ont été les premiers à transformer directement la courbe granulométrique en courbe de rétention d'eau (CRE). La base de leur modèle de transformation est la ressemblance entre la forme de la courbe granulométrique et la CRE d'un sol [Ary99]. Dans ce modèle, le rayon équivalent des pores pour chaque fraction de la courbe granulométrique est calculé et converti en pression d'eau en utilisant l'équation capillaire. Nous allons dans ce qui suit présenter les différentes étapes de calcul ainsi que les différentes équations de base de ce modèle.

Dans un premier temps, La courbe granulométrique est divisée en «  $n_i$  » fractions de taille différentes, et la masse solide «  $M_i$  » de chaque fraction est considérée comme une structure composée de particules sphériques de taille uniforme afin de faciliter l'utilisation des formules. Le passage en particules de forme naturelle est effectué en introduisant dans les formules finales un paramètre d'ajustement que nous présenterons plus loin.

Le volume des pores «  $V_{pi}$  » ( $\text{cm}^3 \text{g}^{-1}$ ), pour chaque  $i^{\text{ème}}$  fraction de masse «  $M_i$  » ( $\text{g g}^{-1}$ ) est calculé à partir de la masse volumique sèche du sol «  $\rho_d$  » et de la masse volumique des grains solides «  $\rho_s$  ».

$$V_{pi} = \left( \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d} \right) \cdot \left( \frac{M_i}{\rho_s} \right) = e \cdot \left( \frac{M_i}{\rho_s} \right) \quad \text{Équation 55}$$

Afin de déterminer le rayon des pores «  $r_i$  » associé au volume de pore élémentaire «  $V_{pi}$  », Arya et Paris [Ary81] ont considéré le pore équivalent de forme cylindrique de longueur «  $l_i$  », L'équation 55 devient :

$$V_{pi} = e \cdot \left( \frac{M_i}{\rho_s} \right) = \pi \cdot r_i^2 \cdot l_i \quad \text{Équation 56}$$

$r_i$  : le rayon du pore en (cm),  
 $l_i$  : la longueur du pore ( $\text{cm g}^{-1}$ ).

Dans un deuxième temps, la teneur en eau volumique de chaque fraction «  $\theta_i$  » est obtenue en divisant la somme des volumes de pores remplis d'eau par le volume total de la fraction selon la formule suivante :

$$\theta_i = (n \cdot S_r) \cdot \sum_{j=1}^{j=i} M_j \quad \text{Avec, } i=1, 2, \dots, n_i \quad \text{Équation 57}$$

$n$  : la porosité totale,  
 $S_r$  : le degré de saturation qui est égal à « 1 » (pores remplis d'eau).

Ensuite, on détermine le nombre des particules sphériques «  $n_i$  » pour chaque fraction selon la formule suivante :

$$n_i = \frac{3 \cdot M_i}{4\pi \cdot \rho_s \cdot R_i^3} \quad \text{Équation 58}$$

$R_i$  : le rayon moyen des particules pour chaque fraction en (cm).

Dans le cas de particules de forme sphérique et de taille uniforme, la longueur des pores «  $l_i$  » est estimée par :

$$l_i = 2 \cdot n_i \cdot R_i \quad \text{Équation 59}$$

Donc le rayon des pores «  $r_i$  » est en rapport avec le rayon des particules «  $R_i$  » par :

$$r_i = 0,816 \cdot R_i \cdot \sqrt{e} \quad \text{Équation 60}$$

Finalement, «  $r_i$  » est transformé en pression capillaire équivalente «  $h_i$  » (cm d'eau) selon la formule suivante :

$$h_i = \frac{2 \cdot \sigma_{aw} \cdot \cos \varphi}{\rho_w \cdot g \cdot r_i} \quad \text{Équation 61}$$

$\sigma_{aw}$  : la tension superficielle air-eau de  $7,28 \cdot 10^{-2}$  (g s<sup>-2</sup>) (T= 20 °C),

$\varphi$  : l'angle de contact entre l'eau et le solide, selon Arya et Paris le milieu est parfaitement humide et par conséquent  $\varphi = 0^\circ \rightarrow \cos \varphi = 1$ ,

$\rho_w$  : la masse volumique de l'eau ( $\rho_w = 1$  g cm<sup>-3</sup>),

$g$  : l'accélération de la gravité ( $g = 10^{-3}$  cm s<sup>-2</sup>),

Donc l'équation 61 se réduit à :

$$h_i = \frac{1,484 \cdot 10^{-5}}{r_i} \quad \text{Équation 62}$$

Pour les sols naturels composés de particules de forme irrégulière (non sphérique) et structurés aléatoirement, la longueur des pores «  $l_i$  » est estimée par la formule :

$$l_i = 2 \cdot n_i^{\alpha_i} \cdot R_i \quad \text{Équation 63}$$

Et la formule de calcul de «  $r_i$  » devient :

$$r_i = 0,816 \cdot R_i \sqrt{e \cdot n_i^{(1-\alpha_i)}} \quad \text{Équation 64}$$

$\alpha_i$  : paramètre d'ajustement de la courbe de rétention d'eau

Pour déterminer les valeurs du paramètre «  $\alpha_i$  », on utilise le rapport entre le nombre de particules sphériques «  $n_i$  » de la i<sup>ème</sup> fraction et le nombre de particules «  $N_i$  » de la structure naturelle de la même masse solide. Les formules de calcul sont données par :



$$n_i^{\alpha_i} = N_i \Rightarrow \alpha_i = \log N_i / \log n_i \quad \text{Équation 65}$$

Pour le calcul de «  $N_i$  » on utilise l'expression suivante :

$$N_i = \frac{7,371 \cdot M_i \cdot e \cdot h_{mi}^2}{\rho_s \cdot R_i} \quad \text{Équation 66}$$

$h_{mi}$  : pression capillaire correspondant au rayon de pores «  $r_i$  » formés par les particules sphériques (Equation 60)

Pour transformer la pression capillaire «  $h_i$  » en succion matricielle «  $\psi$  » on utilise la formule suivante :

$$\psi = u_a - u_w = \rho_w \cdot g \cdot h_i = \frac{2 \cdot \sigma_{aw} \cos \varphi}{r_i} \quad \text{Équation 67}$$

Avec  $\psi$  exprimée en ( $\text{g cm s}^{-2}$ )

▪ **Modèle de Fredlund et al (1997, 2002) [Fre02]**

L'approche physico-empirique utilisée par Arya et Paris [Ary81] et exposée précédemment a été la base du modèle de Fredlund [Fre02]. Fredlund et al [Fre02] ont choisi cette approche pour les hypothèses théoriques de base sur lesquelles elle s'appuie. En revanche, l'approche de Arya et Paris est limitée du fait qu'elle considère que la courbe granulométrique est la seule base physique de l'estimation de la CRE sans prendre en compte l'effet de la densité (ou porosité). Dans leur modèle, Fredlund et al [Fre02] ont introduit l'effet de la densité sous forme d'un facteur de compacité.

Dans l'approche d'Arya et Paris (physico-empirique), la courbe granulométrique est divisée en  $n_i$  fractions massiques ou groupes de particules de taille considérée relativement uniforme. Il est considéré par hypothèse qu'il existe une unique CRE de séchage (ou drainage) pour chacun des groupes de particules de taille uniforme. Ensuite, les tailles des pores correspondant à chaque fraction massique sont calculées et employées pour transformer chaque fraction massique de particule uniforme en teneur en eau volumique et en succion équivalente.

Fredlund et al [Fre02] ont formulé cette approche sous réserve de respecter les hypothèses suivantes :

Hypothèse 1 : un sol composé de particules de taille entièrement uniforme et homogène possède une unique CRE de drainage.

Hypothèse 2 : la formule de capillarité (Equation 67) est satisfaisante pour calculer la valeur de la pression d'entrée d'air  $\psi_e$  de chaque fraction de sol.

Hypothèse 3 : la CRE pour les sols composés de plusieurs tailles de particules est représentée comme la somme des CRE associées à chaque taille de particules.

Hypothèse 4 : parmi les différentes formes mathématiques de la courbe de rétention d'eau (CRE) (tableau 10) Fredlund et al. [Fre02] ont choisi la formule de Fredlund et Xing [Fre94] (Equations 41 et 42) car c'est l'une des expressions mathématiques de la CRE la mieux adaptée pour toute la gamme de succion possible des matériaux (cf. paragraphe 3.2.4.2).

Alors, pour chacun des groupes de particules de la courbe granulométrique, la CRE par la formule de Fredlund & Xing [Fre94], s'écrit comme suit :

$$\theta_i(\psi) = \theta_{s,i} \left[ 1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\psi}{\psi_r}\right)}{\ln\left[1 + \frac{10000000}{\psi_r}\right]} \right] \left[ \frac{1}{\left\{ \ln\left[ \exp(1) + \left(\frac{\psi}{a_i}\right)^{b_i} \right] \right\}^{c_i}} \right] \quad \text{Équation 68}$$

où  $a_i$ ,  $b_i$  et  $c_i$  sont les paramètres d'ajustement de la courbe de rétention d'eau du groupe de particules de l'intervalle « i » de la courbe granulométrique.

$\psi_r$  : la succion matricielle correspondant à l'état résiduel.

[Fre02] ont démontré qu'il existe une corrélation proche de « 1 » entre la valeur du paramètre «  $a_i$  » et la valeur de pression d'entrée d'air «  $\psi_e$  ». Ils proposent d'utiliser la formule de capillarité (hypothèse 2) afin d'estimer le paramètre «  $a_i$  » pour chacun des groupes de particules ; cette formule s'écrit (Equation 67) :

$$a_i \approx \psi_e = \frac{2 \cdot \sigma_{aw} \cdot \cos \varphi}{r_i} \quad \text{Équation 69}$$

Concernant les paramètres d'ajustement «  $b_i$  » et «  $c_i$  », [Fre02] ont utilisé un ensemble de données expérimentales de CRE issues d'une variété de sols afin d'établir des relations empiriques entre ces deux paramètres d'ajustement de la fonction de la CRE (équation 68) et la courbe granulométrique. Ils ont abouti aux Equations 70 et 71 :

$$b_i = \frac{19}{\ln\left[ \exp(1) + \left(\frac{10^{-\log(d_e)-1}}{50}\right)^{30} \right]} + 1 \quad \text{Équation 70}$$

$$c_i = \frac{1,5}{\ln\left[ \exp(1) + \left(\frac{10^{-\log(d_e)-1}}{100}\right)^{10} \right]} + 0,5 \quad \text{Équation 71}$$

où «  $d_e$  » représente le diamètre effectif de taille des particules ; il est défini par l'équation 72 :

$$\frac{1}{d_e} = \frac{3}{2} \frac{\Delta M_1}{d_1} + \sum_{i=2}^{i=n} \frac{\Delta M_i}{d_i} \quad \text{Équation 72}$$

$\Delta M_1$  : fraction massique des particules fines ( $d < 2,5 \mu\text{m}$ ) ayant le diamètre «  $d_1$  » en (%),  
 $d_1$  : diamètre maximum de la fraction de particules fines du matériau ( $d < 2,5 \mu\text{m}$ ) en (mm),  
 $\Delta M_i$  : des particules solide de l'intervalle  $i$  de la courbe granulométrique (en %),  
 $d_i$  : diamètre de la  $i^{\text{ème}}$  fraction du matériau en (mm).

Il est à noter, que dans le cas d'absence de particules fines de taille inférieure à  $2,5 \mu\text{m}$  comme c'est le cas pour les matériaux utilisés dans cette étude, le premier terme de l'équation précédente est éliminé et l'équation 72 devient :

$$\frac{1}{d_e} = \sum_{i=2}^{i=n} \frac{\Delta M_i}{d_i} \quad \text{Équation 73}$$

L'étude réalisée par Zapata et al [Zap03], a permis de retrouver de nouvelles relations entre les paramètres d'ajustement du modèle de Fredlund [Fre02] «  $a_i$ ,  $b_i$ ,  $c_i$  et  $\psi_r$  » et les caractéristiques des sols. Zapata et al ont montré que ces nouvelles corrélations offrent de meilleurs ajustements aux données expérimentales que celles définies par Fredlund [Fre02] dans son modèle original. Ces nouvelles corrélations sont les suivantes :

$$a_i = 0,8627 \cdot (d_{60})^{-0,751} \quad \text{Équation 74}$$

$$b_i = 7,5 \quad \text{Équation 75}$$

$$c_i = 0,1772 \cdot \ln(d_{60}) + 0,7734 \quad \text{Équation 76}$$

$$\frac{\psi_r}{a_i} = \frac{1}{10,2 \cdot (d_{60} + 9,7 \cdot e^{-4})} \quad \text{Équation 77}$$

Et  $\theta_i(\psi)$  est donné par l'équation 68 en fonction de ces paramètres.

#### ▪ Conclusion sur les modèles

Les approches proposées par Aubertin [Aub03] et Fredlund [Fre02] sont des versions plus élaborées des modèles sources de Kovács [Kov81] et Arya et Paris [Ary81]. Afin d'adopter l'approche la plus convenable aux matériaux de filtration, ces deux modèles ont été retenus pour l'évaluation présentée dans le paragraphe résultats.

#### 3.2.5.2. Variabilité et incertitudes liées à la mesure et à l'estimation de la CRE

Le but de cette étude est d'évaluer et de quantifier les sources d'incertitudes et la variabilité associée à la fois aux mesures directes et à l'estimation indirecte de la CRE. Elle est inspirée de l'étude réalisée par Zapata [Zap03].

Pour la détermination directe de la CRE à partir de mesures, les sources d'incertitudes sont liées :

- à la technique de mesure utilisée,
- à l'opérateur (expérience et habilité),
- au nombre de points de mesure de la CRE,

- à l'expression mathématique utilisée pour la représentation graphique en continu des valeurs expérimentales (Ces formules ont été présentées le paragraphe 3.2.4.2)

Concernant la détermination indirecte de la CRE par les modèles prédictifs, les sources d'incertitudes sont liées notamment à l'approche adoptée par le modèle (il existe trois approches, cf. paragraphe 3.2.5.1.(b)). Zapata et al ont évalué les incertitudes des modèles par référence au modèle le plus performant des trois approches existantes.

Pour quantifier ces incertitudes, les auteurs ont mis en place un programme expérimental avec 3 matériaux différents : un sable, un limon et une argile. 11 laboratoires ont été sollicités pour réaliser des déterminations directes par mesure de la CRE en drainage, ces laboratoires utilisant des techniques de mesures différentes à savoir : technique des plaques tensiométriques, presse à membrane et technique du papier filtre. Ce choix a été fait volontairement afin de pouvoir comparer les techniques les unes par rapport aux autres et en déduire les variabilités.

Pour simplifier et mieux évaluer les variabilités obtenues, les auteurs ont calculé les variabilités par partie. La CRE en drainage a été divisée en 4 parties (ou zones) : la partie des teneurs en eau saturée, la partie correspondant à la pression d'entrée d'air, la partie de désaturation rapide et la partie des teneurs en eau inférieures à la teneur en eau résiduelle (cf. Figure 28).

Ces variabilités sont calculées de la manière suivante :

$$\% \text{ variabilité} = \frac{|\hat{\theta}_i - \bar{\theta}_i|}{\theta_{sat}} \times 100\% \quad \text{Équation 78}$$

$\hat{\theta}_i$  : teneur en eau volumique mesurée à la succion « i »,

$\bar{\theta}_i$  : teneur en eau volumique estimée à la succion « i »,

i : le nombre de mesures (~10),

$\theta_s$  : teneur en eau volumique de saturation.

Tous les résultats expérimentaux obtenus par les différents laboratoires ont été utilisés pour déterminer l'intervalle de confiance à 95% de la variabilité intrinsèque de la détermination directe de la CRE en prenant en compte l'influence de l'opérateur, la technique de mesure et le nombre de points de mesure. La comparaison des valeurs de cet intervalle de confiance avec les variabilités maximums obtenues pour les différentes sources d'incertitudes permet d'évaluer les sources de variabilités les plus importantes. Les intervalles de confiance obtenus pour chacune des quatre parties de la CRE seront donc les valeurs de référence.

Les résultats obtenus sont présentés Tableau 18.

Origine de l'incertitude	Zone saturée	Zone d'entrée d'air	Zone de drainage rapide	Zone de teneur en eau résiduelle
	<b>Sable</b>			
<i>Intervalle de confiance à 95%</i>	<b>2</b>	<b>23</b>	<b>6</b>	<b>4</b>
Formule mathématique	7	11	7	12
Technique de mesure	8			
Opérateurs	43	47	14	7
Modèle prédictif	0	32	11	4
	<b>Limon</b>			
<i>Intervalle de confiance à 95%</i>	<b>10</b>	<b>13</b>	<b>8</b>	<b>8</b>
Formule mathématique	10	12	4	15
Technique de mesure	14			
Opérateurs	22	47	55	46
Modèle prédictif	10	39	8	14
	<b>Argile</b>			
<i>Intervalle de confiance à 95%</i>	<b>6</b>	<b>9</b>	<b>12</b>	<b>31</b>
Formule mathématique	5	15	20	27
Technique de mesure	18			
Opérateurs	10	27	40	54
Modèle prédictif	5	17	17	19

**Tableau 18 : Pourcentage maximum de variabilité due aux différentes sources d'incertitude**

À partir du tableau 18, les constatations suivantes peuvent être faites :

- les incertitudes dues à la technique de mesure et aux expressions mathématiques utilisées pour la représentation de la CRE sont relativement acceptables pour les trois matériaux,
- l'incertitude due à l'opérateur est très forte devant les autres incertitudes et cela pour les trois matériaux,
- les incertitudes dues à la formule d'estimation de la CRE par les modèles prédictifs sont relativement acceptables pour les trois matériaux avec des insuffisances pour estimer correctement les pressions d'entrée d'air,
- les incertitudes dues à l'estimation de la CRE par des modèles sont inférieures à celles dues à l'opérateur. Cela permet de constater que l'estimation de la CRE par les modèles prédictifs est aussi fiable que la mesure directe, et que l'erreur introduite est alors moins importante que celle introduite par l'opérateur.

Enfin, il faut noter qu'il n'a pas été possible de trouver des corrélations entre le nombre de points de mesure et les performances de la représentation de la CRE pour les trois matériaux (sable, limon, argile).

Dans notre contexte d'étude, un résultat important est que l'estimation de la CRE par les modèles prédictifs est aussi fiable que celles par les mesures directes avec des insuffisances pour estimer correctement les pressions d'entrée d'air.

### 3.2.5.3. Relations entre $k_u$ et la CRE

Après présentation des courbes de rétention d'eau (CRE), nous présentons maintenant la relation entre celle-ci et la conductivité hydraulique non saturée  $k_u$ .

Pour analyser les écoulements souterrains, les ingénieurs et les scientifiques utilisent généralement l'équation de Richards (Equation 40) qui est le résultat de la combinaison de la loi de Darcy et de l'équation de la conservation de la masse [Aub03]. Dans cette équation,  $k_u$  est fonction de l'état du matériau, état qui peut être exprimé par la succion  $\psi$  ou par la teneur en eau volumique  $\theta$  [Leo97], [Lei97]. La mesure directe de  $k_u$  sur un échantillon de sol est relativement complexe (selon la méthode utilisée) et elle consomme beaucoup de temps (une à plusieurs semaines). C'est pourquoi, il est courant d'utiliser la relation entre la succion et la teneur en eau volumique (la CRE) pour estimer la fonction de  $k_u$  [Mua76], [Fre94]. Les équations de Brooks et Corey [Bro64], de Van Genuchten [Gen80], de Bumb et al [Bum92], de Fredlund et Xing [Fre94] et d'autres, ont été définies et comparées au cours des années [Khi95], [Lei97], [Leo97b], [Bur01]. Ces comparaisons ont montré que chaque équation dispose d'un domaine d'utilisation spécifique selon la technique de mesure de la CRE et la banque de données de matériaux utilisée pour la comparaison.

Selon Fredlund [Fre06], il existe deux principales approches ou modèles utilisés pour déterminer  $k_u$  par des méthodes indirectes : les modèles empiriques et les modèles théoriques (macroscopique et microscopiques).

#### a) Modèles empiriques

Au cours des années, plusieurs modèles empiriques ont été développés pour trouver une relation entre  $k_u$  et les caractéristiques des matériaux en utilisant des bases de données et des analyses paramétriques [Gar58], [Sch90], [Ver90], [Ver92], [Ver95], [Els01], [Wag01], [Wos01]. Le but de ces chercheurs était de trouver des modèles empiriques simples avec un minimum de paramètres que sont principalement : la conductivité hydraulique saturée  $k_s$ , la pression d'entrée d'air  $\psi_e$ , la teneur en eau volumique saturée  $\theta_s$  (égale à la porosité totale) et des constantes empiriques d'ajustement de la courbe estimée.

Le Tableau 19 présente quelques exemples de modèles empiriques proposés dans la littérature. Certains auteurs de ces modèles expriment  $k_u$  ou relative  $k_r$  en fonction de la succion matricielle  $\psi$  ou la teneur en eau volumique  $\theta$ . Les paramètres de ces modèles empiriques sont obtenus par ajustement aux données mesurées. Vereecken et al [Ver90] et Leij et al [Lei97] ont montré à travers des études expérimentales comparatives entre ces différents modèles, que ces derniers donnent des résultats prédictifs très satisfaisants par rapport aux résultats expérimentaux. En revanche et dans certain cas, les paramètres empiriquement définis à partir de ces modèles peuvent avoir peu de signification physique, et ceci limite leur application notamment lorsqu'elles sont utilisées pour des matériaux ayant des caractéristiques différentes de celles utilisées pour le développement et la calibration de ces modèles empiriques. Pour cela, des modèles plus élaborés basés sur une analyse statistique ont été développés. Il faut noter que ces modèles sont tous a priori valables pour tout type de sol.

Références	Equations $k_u(\theta)$	Equations $k_u(\psi)$	Description
Richards (1931)	/	$k_u = a + b \cdot \psi$	a et b sont des paramètres d'ajustement
Wind (1955)	/	$k_u = a \cdot \psi^{-b}$	
Gardner (1958)	$k_u = a \cdot \theta^b$	$k_u = \frac{k_s}{(a \cdot \psi^b + 1)}$	a et b sont des paramètres d'ajustement
Brooks et Corey (1964)	/	$k_u = k_s$ pour $\psi \leq \psi_e$ $k_r = \left(\frac{\psi}{\psi_e}\right)^{-b}$ pour $\psi \geq \psi_e$	b : paramètre d'ajustement $k_r$ : conductivité hydraulique relative $\psi_e$ : pression d'entrée d'air
Rijtema (1965)	/	$k_u = k_s$ pour $\psi \leq \psi_e$ $k_r = e^{-a(\psi - \psi_e)}$ pour $\psi_e < \psi \leq \psi_1$ $k_u = k_1 \left(\frac{\psi}{\psi_1}\right)^{-b}$ pour $\psi > \psi_1$	b : paramètre d'ajustement $k_s$ : conductivité hydraulique saturée $k_r$ : conductivité hydraulique relative $k_1$ : conductivité hydraulique à $\psi_1$ $\psi_1$ : succion résiduelle
Davidson et al. (1969)	$k_u = k_s \cdot e^{a(\theta - \theta_s)}$	/	a : paramètre d'ajustement $k_s$ : conductivité hydraulique saturée $\theta_s$ : teneur en eau volumique à saturation
Campbell (1973)	$k_u = k_s \left(\frac{\theta}{\theta_s}\right)^{2b+3}$ Avec : $b = \frac{\Delta \log \psi}{\Delta \log \theta}$	/	b : paramètre d'ajustement $k_s$ : conductivité hydraulique saturée $\theta_s$ : teneur en eau volumique à saturation

 Tableau 19 : Quelques modèles empiriques de  $k_u$ 

**b) Modèles théoriques (microscopique et macroscopique)**

Il existe deux approches différentes dans les modèles théoriques : approches macroscopiques et microscopiques (appelée aussi statistiques).

▪ *formules macroscopiques*

Les formules macroscopiques ont la forme mathématique suivante :

$$k_r = S_e^\delta$$

**Équation 79**

Où  $k_r$  est la conductivité hydraulique relative

$\delta$  est un paramètre d'ajustement

$S_e$  est le degré de saturation effectif défini comme suit :

$$S_e = \frac{S_r - S_{res}}{1 - S_{res}} \quad \text{Équation 80}$$

où  $S_r$  et  $S_{res}$  représentent le degré de saturation et le degré de saturation résiduel.

Plusieurs études ont proposé différentes valeurs du paramètre d'ajustement  $\delta$  et cela pour tout type de sol : Averjanov [Ave50] propose  $\delta=4$ , Yuster [Yus51] propose  $\delta=2$ , Irmay [Irm54] propose  $\delta=3$ , Corey [Cor54] propose  $\delta=4$ , Brooks et Corey [Bro64] proposent  $\delta=3$  pour un sol avec une distribution de taille des pores uniforme et en général  $\delta=(2 + 3\lambda)/\lambda$  où «  $\lambda$  » représente le paramètre de la distribution de taille des pores qui est égal à la pente de la courbe de rétention d'eau ( $\lambda=\Delta\log\psi/\Delta\log\theta$ ) [Fre06].

#### ▪ modèles microscopiques

Les modèles microscopiques (statistiques) du calcul de  $k_u$  sont basés sur la théorie de la distribution de taille des pores développée par Childs et Collis-George [Chi50]. Cette base théorique a été modifiée et améliorée plus tard par Burdine [Bur53], ainsi que par Mualem [Mua78b]. La conductivité hydraulique saturée  $k_s$  et la courbe de rétention d'eau sont utilisées pour résoudre la forme intégrale de ces modèles statistiques ce qui permet de déterminer la courbe de la conductivité hydraulique non saturée  $k_u$ .

La forme générale du modèle de Childs et Collis-George [Chi50] est exprimée comme suit [Fre94] :

$$k_r(\theta) = \left[ \int_{\theta_r}^{\theta} \frac{\theta - \mathbf{y}}{\psi^2(\mathbf{y})} d\mathbf{y} \right] / \left[ \int_{\theta_r}^{\theta_s} \frac{\theta_s - \mathbf{y}}{\psi^2(\mathbf{y})} d\mathbf{y} \right] \quad \text{Équation 81}$$

où  $\theta_r$  et  $\theta_s$  représentent respectivement les teneurs en eau volumiques résiduelle et saturée.  $\mathbf{Y}$  est une variable fictive liée à la teneur en eau volumique.

L'Equation 82 a été proposée par Burdine [Bur53] ainsi que par Mualem [Mua78b] :

$$k_r(\theta) = \Theta_n^\lambda \left[ \left( \int_{\theta_r}^{\theta} \psi^{-\beta} d\mathbf{y} \right) / \left( \int_{\theta_r}^{\theta_s} \psi^{-\beta} d\mathbf{y} \right) \right]^\delta \quad \text{Équation 82}$$

Avec  $\Theta_n$  est la teneur en eau normalisée,

$\lambda= 2, \beta= 2, \delta=1$  paramètres d'ajustement du modèle de Burdine [Bur53],

ou

$\lambda= 0,5, \beta= 1, \delta=2$  paramètres d'ajustement du modèle de Mualem [Mua78b].

Il est à souligner ici que ces deux modèles considèrent qu'il n'y a pas de découlement ( $k_r=0$ ) lorsque  $\theta \leq \theta_r$  (ou  $\psi \geq \psi_r$ ).



Les Equations 81 et 82 précédentes peuvent être utilisées pour calculer  $k_r$  en fonction de  $\theta$  lorsque la CRE  $\psi(\theta)$  est définie. Les intégrations sont donc effectuées dans le sens de l'axe de teneur en eau volumétrique  $\theta$  en divisant la CRE en intervalles égaux.

Fredlund [Fre94] utilise son modèle de la CRE pour déterminer la conductivité hydraulique relative  $k_r$  à partir du modèle de Childs et Collis-George [Chi50]. La procédure nécessite une intégration numérique de l'équation suivante :

$$k_r(\psi) = \frac{\theta}{\theta_s} \left[ \int_{\psi}^{\psi_0} \frac{\theta(\gamma) - \theta(\psi)}{\gamma^2} \theta'(\gamma) d\gamma \right] \left/ \left[ \int_{\psi_s}^{\psi_0} \frac{\theta(\gamma) - \theta_s}{\gamma^2} \theta'(\gamma) d\gamma \right] \right. \quad \text{Équation 83}$$

$\gamma$  : variable fictive d'intégration qui représente la succion,

$\theta'$  : dérivée de la fonction de la CRE ( $\theta' = \delta\theta/\delta\psi$ ),

$\psi_s$  : succion à la saturation ( $\theta_s$ )  $\psi_s = 0,01$ ,

$\psi_0 = 10^6$  kPa,

D'autres auteurs Van Genuchten [Van80], Brooks and Corey [Bro64], Campbell [Cam74] proposent des formules similaires pour la conductivité hydraulique relative  $k_r$  en utilisant leur modèle de la CRE et les modèles statistiques (microscopiques) de Burdine ou Mualem ; ces modèles sont résumés Tableau 20.

Selon Fredlund [Fre06], tous ces modèles statistiques semblent fournir des approximations raisonnables de la conductivité hydraulique relative  $k_r$  ; elles produisent une forme globale semblable qui est proche des résultats expérimentaux. Dans notre cas, nous avons choisi de travailler avec l'Equation 83 proposée par Fredlund [Fre94] en utilisant le modèle Childs et Collis-George [Chi50].

Modèles de conductivité hydraulique non saturée	Références de la courbe de rétention d'eau			
	Van Genuchten (1980)	Fredlund et Xing (1994)	Brooks et Corey (1964)	Campbell (1974)
Childs et Collis-George (1950)	/	$k_r(\psi) = \frac{\theta}{\theta_s} \left[ \frac{\int_{\psi}^{\psi_0} \frac{\theta(y) - \theta(\psi)}{y^2} \theta'(y) dy}{\int_{\psi_s}^{\psi_0} \frac{\theta(y) - \theta_s}{y^2} \theta'(y) dy} \right]$	/	$k_r = \left( \frac{\psi}{\psi_e} \right)^{-2(2/b)}$
Burdine (1953)	$k_r(\psi) = \frac{1 - (\alpha\psi)^{n_v-2} [1 + (\alpha\psi)^{n_v}]^{-m_v}}{[1 + (\alpha\psi)^{n_v}]^{2n_v}}$ $m_v = 1 - \frac{2}{n_v}$	/	$k_r(\psi) = (\alpha\psi)^{-2-3\lambda_{bc}}$	/
Mualem (1976b)	$k_r(\psi) = \frac{[1 - (\alpha\psi)^{n-1} [1 + (\alpha\psi)^n]^{-m}]^2}{[1 + (\alpha\psi)^n]^{0.5}}$ $m = 1 - \frac{1}{n}$	/	/	/

$k_r = k_u/k_s$  : conductivité hydraulique relative ;  $\psi$  : succion matricielle ;  $\psi_e$  : succion ou pression d'entrée d'air ;  $\theta$  : teneur en eau volumique ;  $\psi_s$  : succion à la saturation ;  $\theta_s$  : teneur en eau volumique à saturation ;  $\psi_e = \ln(10^6)$  ;  $y$  : variable fictive d'intégration ;  $n_v, m_v$  : paramètres d'ajustement du modèles de Van Genuchten ;  $\lambda_{bc}$  : indices de distribution de la taille des pores selon Brooks et Corey (1964)

**Tableau 20 : Quelques modèles statistiques de la fonction conductivité hydraulique basées sur la CRE et la conductivité hydraulique saturée (selon [Fre06])**

### 3.2.6. Conclusions et proposition

Après cette large analyse bibliographique sur l'hydraulique des sols non saturés, la section ci-après va présenter les travaux mis en œuvre afin d'aboutir à l'évaluation de la conductivité hydraulique non saturée d'un filtre d'ANC en place.

On peut résumer la synthèse bibliographique présentée selon les besoins de notre étude dans le schéma suivant :

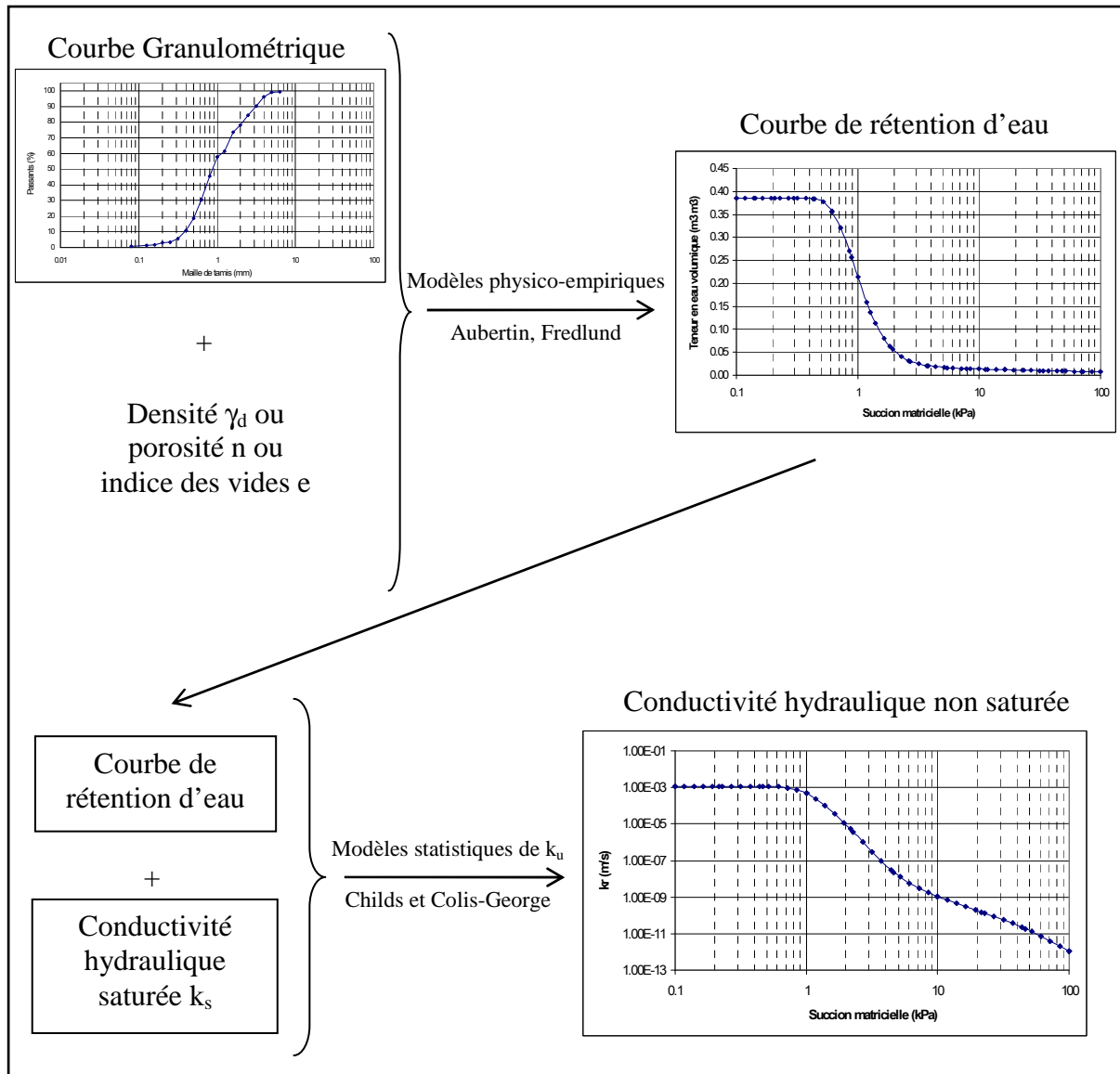


Figure 31 : Démarche d'obtention de  $k_u$  dans les filtres d'ANC proposée

### **3.3. EVALUATION DE L'ETAT HYDRIQUE ET DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE DANS LES FILTRES EN PLACE : RESULTATS ET DISCUSSION**

Ce paragraphe présente les résultats théoriques et expérimentaux sur la détermination en place de  $k_u$ . Après un rappel des objectifs et du programme expérimental effectué, nous aborderons la discussion et l'analyse des résultats obtenus par les modèles physico-empiriques et les essais expérimentaux.

#### **3.3.1. Objectifs et démarche**

##### *3.3.1.1. Objectifs*

Le but principal de cette étude est d'arriver à l'estimation en place de  $k_u$  d'un matériau sableux pouvant constituer un filtre d'ANC. Cette estimation nécessite l'obtention de deux paramètres à savoir la conductivité hydraulique saturée  $k_s$  et la CRE en passant par la connaissance des caractéristiques géotechniques du matériau utilisé (Figure 31).

Le passage des caractéristiques géotechniques (la courbe granulométrique et la densité) à  $k_s$  a été étudié au chapitre 2. Dans ce chapitre, nous allons donc nous intéresser plus particulièrement aux deux autres transformations à savoir (Cf. Figure 31) :

- l'estimation de la CRE par les modèles physico-empiriques de Fredlund et Aubertin à partir de la courbe granulométrique et de la densité sèche,
- l'estimation de  $k_u$  par le modèle statistique de Childs et Colis-George à partir de la CRE et de  $k_s$ .

##### *3.3.1.2. Démarche proposée et programme expérimental*

Afin de déterminer, parmi les modèles physico-empiriques d'estimation de la CRE disponibles ceux qui sont les mieux adaptés et les plus pertinents pour prédire fidèlement le  $k_u$  des matériaux d'ANC, nous avons mené une étude comparative de ces différents modèles, cette étude étant basée sur des résultats expérimentaux et théoriques.

#### *a) Objectifs du programme expérimental*

Le programme d'essais a été mis en place afin :

- d'évaluer la variabilité et la répétabilité de la mesure de la CRE en augmentant le nombre d'essais sur des échantillons différents (3 essais par sable),
- de mettre en évidence le phénomène d'hystérésis dans les matériaux filtrants par comparaison des courbes de drainage et d'humidification,
- d'évaluer l'influence de la structure (porosité ou densité) sur la CRE en testant deux états de densités,
- d'évaluer l'influence des caractéristiques physiques du sable par la comparaison des CRE des trois sables de référence,
- d'évaluer la qualité des modèles d'estimation de la CRE en confrontant les valeurs estimées aux données expérimentales.

**b) Programme expérimental**

Pour chacun des 3 sables de référence, des mesures expérimentales ont été réalisées par la méthode du bac à sable présentée en annexe 4, afin de déterminer la CRE de ces sables. Cette méthode permet de déterminer la courbe de rétention en drainage (désorption) et en humidification (sorption). Au total, 12 courbes de rétention par sable de référence ont été obtenues (6 courbes en drainage et 6 en humidification). Ces 6 courbes correspondent aux résultats obtenus pour 2 densités sur 3 échantillons différents (Tableau 21).

Il est à signaler que les essais ont été réalisés par le laboratoire d'analyse des sols et formations superficielles de l'Ecole et Observatoire des Sciences de la Terre de Strasbourg (Site web : <http://labsol.u-strasbg.fr/>).

Sable	R-Lafarge	R-Sograp	C-Sograp
Densité (kN/m <sup>3</sup> )	15,8		16,3
Répétitivité	×3		×3
N <sup>br</sup> CRE	12	12	12

**Tableau 21 : Nombre de CRE en drainage et en humidification**

**c) Modèles d'estimation**

Concernant l'estimation de la CRE à partir des approches prenant en compte les paramètres physiques des matériaux, il est à rappeler que nous nous sommes focalisés sur les deux principaux modèles de transformation de la courbe granulométrique et de la densité en CRE ; il s'agit du modèle de Kovács [Kov81] modifié par Aubertin et al [Aub03] et du modèle de Arya et Paris [Ary81] modifié par Fredlund et al [Fre02] et ensuite par Zapata et al [Zap03].

**d) Calage**

Les CRE sont construites pour les 3 sables de référence à partir de ces deux modèles prédictifs. Les mesures expérimentales seront présentées et discutées ci-après. La comparaison des résultats expérimentaux et de ceux fournis par les modèles permettra de vérifier la validité des modèles prédictifs.

**3.3.2. CRE expérimentales**

Nous présentons maintenant les résultats expérimentaux de la CRE obtenus pour les 3 sables de référence.

**3.3.2.1. Variabilité de la mesure**

La Figure 32 présente les CRE obtenues à partir de 3 échantillons pour chacun des 3 sables testés. Le Tableau 22 s'intéresse à la répétitivité des mesures expérimentales de la CRE par la méthode du bac à sable ; le coefficient de variation est donné Equation 84 :

$$C_v = \frac{\text{Ecart type de 3 mesures}}{\text{moyenne de 3 mesures}} \quad \text{Équation 84}$$

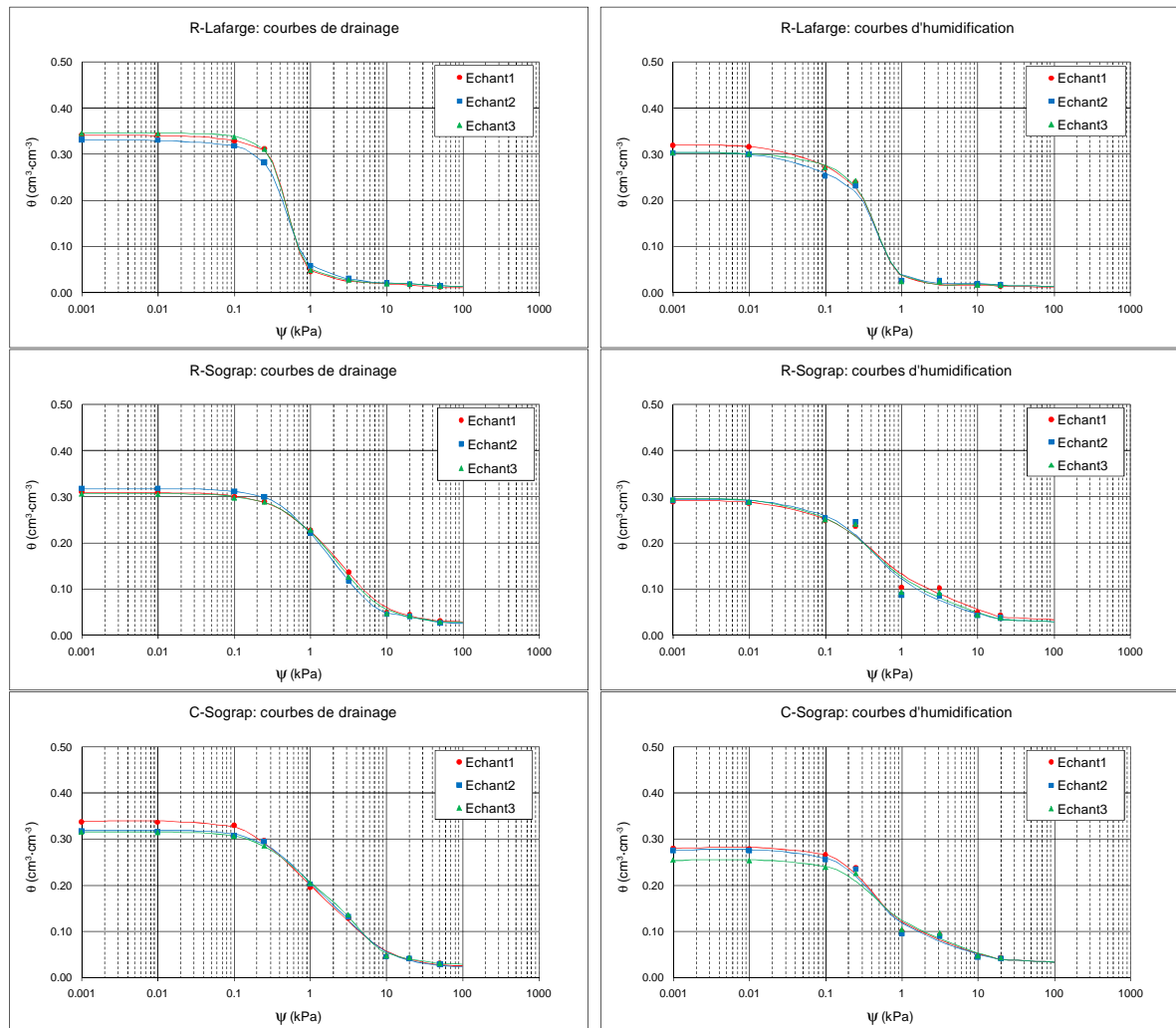


Figure 32 : Répétitivité des mesures de CRE

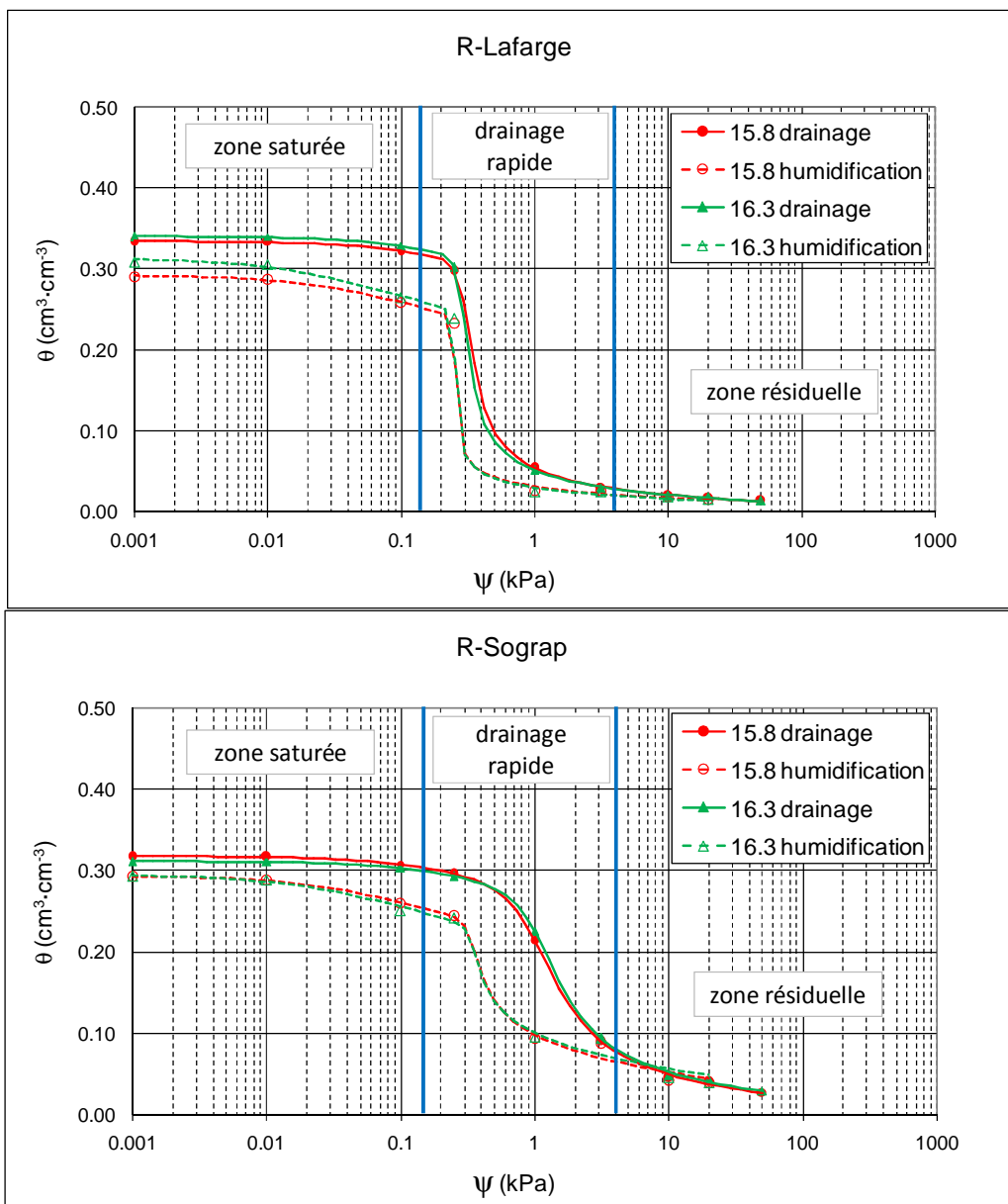
R-Lafarge								
Succion $\psi$ (kPa)		0,01	0,1	0,25	1	3,16	10	20
$\theta_{\text{moy}}(\text{cm}^3 \cdot \text{cm}^3)$	Drainage	0,339	0,328	0,302	0,051	0,029	0,020	0,018
	humidification	0,306	0,265	0,238	0,025	0,024	0,017	0,015
$C_v$	Drainage	2,2%	3,0%	5,5%	13,6%	8,0%	3,5%	8,5%
	humidification	3,0%	3,6%	2,4%	5,9%	8,0%	8,4%	10,1%
R-Sograp								
Succion $\psi$ (kPa)		0,01	0,1	0,25	1	3,16	10	20
$\theta_{\text{moy}}(\text{cm}^3 \cdot \text{cm}^3)$	Drainage	0,311	0,303	0,293	0,226	0,094	0,048	0,043
	humidification	0,288	0,251	0,241	0,095	0,090	0,046	0,040
$C_v$	Drainage	2,0%	2,4%	2,1%	1,7%	8,4%	4,1%	5,3%
	humidification	0,6%	1,3%	1,9%	8,4%	8,4%	6,9%	7,3%
C-Sograp								
Succion $\psi$ (kPa)		0,01	0,1	0,25	1	3,16	10	20
$\theta_{\text{moy}}(\text{cm}^3 \cdot \text{cm}^3)$	Drainage	0,323	0,315	0,292	0,200	0,093	0,046	0,041
	humidification	0,269	0,254	0,234	0,101	0,095	0,046	0,042
$C_v$	Drainage	3,7%	4,1%	2,0%	2,7%	3,4%	2,0%	2,8%
	humidification	5,4%	5,7%	3,1%	4,0%	3,4%	2,7%	1,7%

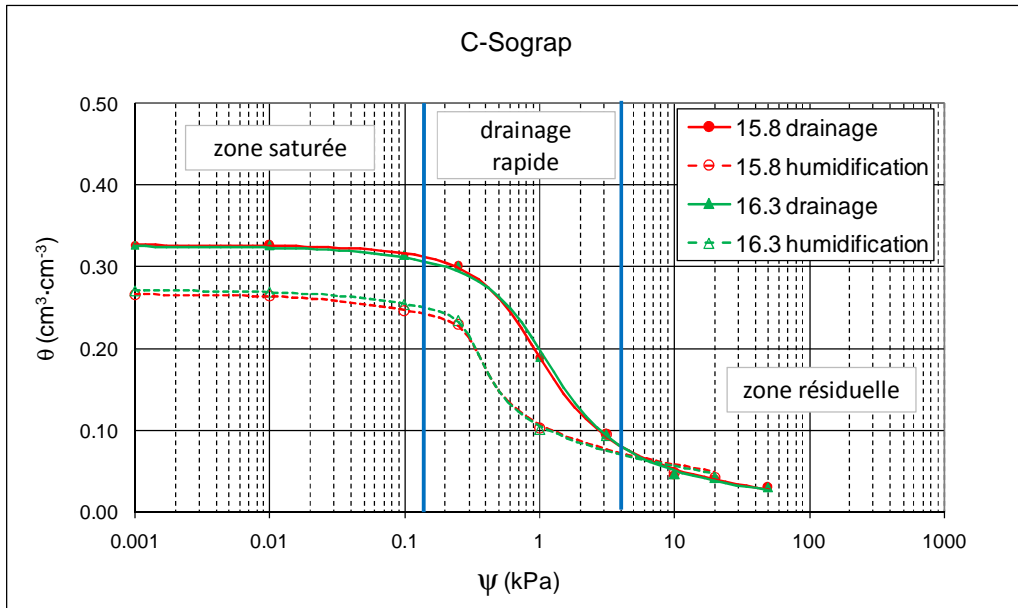
Tableau 22 : Pourcentage de variabilité de la mesure expérimentale

Les résultats montrent que le coefficient de variation ne dépasse pas 14% pour les trois sables de référence. Ces incertitudes de mesure sont considérées comme satisfaisantes.

### 3.3.2.2. Influence de la densité

Les résultats de la Figure 33 présentent les CRE en drainage et en humidification des trois sables de référence pour deux densités différentes : 15,8 et 16,3 kN/m<sup>3</sup>. Les valeurs expérimentales sont présentées par des points. Les courbes en traits continus et discontinus correspondent respectivement à l'ajustement des valeurs expérimentales en drainage et en humidification en utilisant la formule théorique de Fredlund et Xing (équation 41 et 42). Le calage des paramètres de cette formule a été réalisé numériquement en utilisant le logiciel d'ajustement non-linéaire ORIGIN. L'influence de l'ajustement est présentée au paragraphe 3.3.2.3 ci-après.





**Figure 33 : L'effet d'hystérésis et influence de la densité sur la courbe de rétention**

Visuellement, sur les 3 sables, la variation de densité n'a qu'une incidence négligeable sur les CRE.

Pour quantifier l'effet de la densité sur la courbe de rétention d'eau, on a déterminé l'écart entre les valeurs expérimentales des CRE pour les deux densités 15,8 et 16,3 kN/m<sup>3</sup>.

Dans ce qui suit, tous les écarts sont calculés de la manière suivante :

$$E_i = 2 \times \frac{|\theta_{i1} - \theta_{i2}|}{\theta_{i1} + \theta_{i2}} \times 100 \quad \text{Équation 85}$$

Avec

$E_i$  : écart entre la teneur en eau volumique mesuré pour 2 densités à la succion « i »,

$\theta_{i1}$  : teneur en eau volumique à la succion « i » obtenue dans les conditions « 1 » ( $\gamma_d=15,8\text{kN/m}^3$ ),

$\theta_{i2}$  : teneur en eau volumique à la succion « i » obtenue dans les conditions « 2 » ( $\gamma_d=16,3\text{kN/m}^3$ ),

Les écarts obtenus pour les courbes de rétention sont résumés Tableau 23. Ils ont été regroupés par zone pour simplifier et mieux comparer les valeurs obtenues. La CRE a été donc divisée en 3 zones (ou parties) : la zone de teneur en eau saturée qui correspond aux succions (0,001, 0,01 et 0,1kPa), la zone de drainage rapide qui correspond aux succions (0,25, 1,0 et 3,16kPa) et la zone de teneur en eau inférieure à la teneur en eau résiduelle qui correspond aux succions (10, 20 et 50kPa) (Figure 33). Les écarts par zone sont les moyennes de plusieurs valeurs.

Il faut signaler que l'écart entre les deux densités 15,8 kN/m<sup>3</sup> et 16,3 kN/m<sup>3</sup> représente pour les trois sables R-Lafarge, R-Sograp et C-Sograp respectivement 22,9%, 18,4% et 17,7% de l'écart entre la densité maximum et minimum qui est de 13,5%, 16,9%, 17,5%.



Écarts (%)	CRE	Zone saturée	Zone de drainage rapide	Zone résiduelle	Moyenne
R-Lafarge	Drai.	1,8	4,2	2,5	2,8
	Humi.	5,0	2,9	2,5	3,5
R-Sograp	Drai.	1,8	3,2	5,4	3,5
	Humi.	1,0	1,7	6,0	2,9
C-Sograp	Drai.	0,7	3,4	0,8	1,6
	Humi.	2,3	1,7	2,1	2,0

Tableau 23 : Pourcentages d'écart entre les CRE dus à la densité

Quel que soit le matériau, les écarts entre les CRE dus à l'effet de densité sont très faibles et relativement homogènes pour les trois zones (saturée, drainage rapide, résiduelle). Ils ne dépassent pas 4% en moyenne, ce qui permet de constater l'insensibilité des CRE (en drainage ou en humidification) à l'état de serrage dans cet intervalle de variation de densité et pour ce type de matériaux. Ce résultat est important car l'intervalle de densité retenu est caractéristique de l'état des sables des ANC.

### 3.3.2.3. Influence de l'ajustement des courbes

Pour montrer l'effet de l'ajustement des résultats expérimentaux sur la courbe de rétention d'eau, les écarts suivants (Tableau 24) ont été calculés entre les valeurs obtenues par ajustement numérique des courbes et les valeurs expérimentales.

Écarts (%)	CRE	Zone saturée	Zone de drainage rapide	Zone résiduelle	Moyenne
R-Lafarge	Drai.	0,1	2,3	6,8	3,1
	Humi.	0,8	21,2	14,6	12,2
R-Sograp	Drai.	0,1	1,5	4,1	1,9
	Humi.	0,7	4,1	20,2	8,3
C-Sograp	Drai.	0,6	2,1	10,6	4,4
	Humi.	0,2	3,3	18,1	7,2

Tableau 24 : Pourcentages d'écart entre les CRE dus à l'ajustement numérique

Les écarts dus au lissage numérique des valeurs expérimentales par la formule analytique de Fredlund et Xing montrent globalement des bons résultats. Ils ne dépassent pas 13% en moyenne pour les 3 sables de référence. Ces écarts sont plus forts dans la zone résiduelle que ce soit en drainage ou en humidification, ce qui montre les insuffisances de cette formule à ajuster cette partie de la courbe. Cette remarque et ces écarts sont comparables à ceux obtenus par l'étude réalisée par Zapata [Zap03].

### 3.3.2.4. Influence de l'effet d'hystérésis

Concernant l'effet d'hystérésis, la comparaison des CRE en drainage et humidification montre qu'il existe un écart d'environ 23% en moyenne pour les trois sables de référence (Tableau 25). Les écarts varient dans l'intervalle de 2 à 51% selon la partie de la CRE avec un maximum en zone de drainage rapide. Dans cette zone, la différence est amplifiée par la raideur de la courbe et donc aussi par l'imprécision de mesures des teneurs en eau volumiques.

Ces écarts sont comparables à ceux trouvés dans la littérature (paragraphe 3.2.3.2 de ce présent chapitre). L'influence de cet écart sur  $k_u$  sera montrée au paragraphe 3.3.4 et permettra

de décider de l'importance de la prise en compte ou non du phénomène hystérésis dans le cas des matériaux des filtres à sable.

Écart (%)	Zone saturée	Zone de drainage rapide	Zone résiduelle	Moyenne
R-Lafarge	13,7	46,4	15,6	25,2
R-Sograp	10,8	50,3	5,3	22,2
C-Sograp	19,1	44,4	1,8	21,8

Tableau 25 : Pourcentages d'écart entre les CRE en drainage et humidification

Dans le cas des ANC, on se trouve dans une zone teneur en eau volumique qui correspond souvent à la zone de drainage rapide. Il est donc illusoire d'y prévoir la succion très précisément.

### 3.3.2.5. Influence de la texture et de la forme des particules

La comparaison des courbes de drainage et d'humidification des trois sables de référence (Figure 34) montre que :

- les deux sables Sograp (roulé et concassé) disposent de courbes de rétention quasiment identiques que ce soit en drainage ou en humidification. L'influence de la forme des particules semble négligeable devant l'effet de la texture (les deux sables possèdent des courbes granulométriques similaires).
- à cause de sa texture grossière le sable roulé Lafarge a une capacité de rétention d'eau plus faible que les deux sables Sograp (roulé et concassé). Il atteint la saturation résiduelle pour une succion d'environ 1 kPa avec un intervalle très rétréci de succion dans la zone de désaturation rapide [0,3-1,0 kPa]. Par contre, les deux sables Sograp atteignent la saturation résiduelle à une valeur de succion plus grande (environ 10 kPa) et avec un intervalle plus large de succion dans la zone de désaturation rapide [0,3-10kPa].

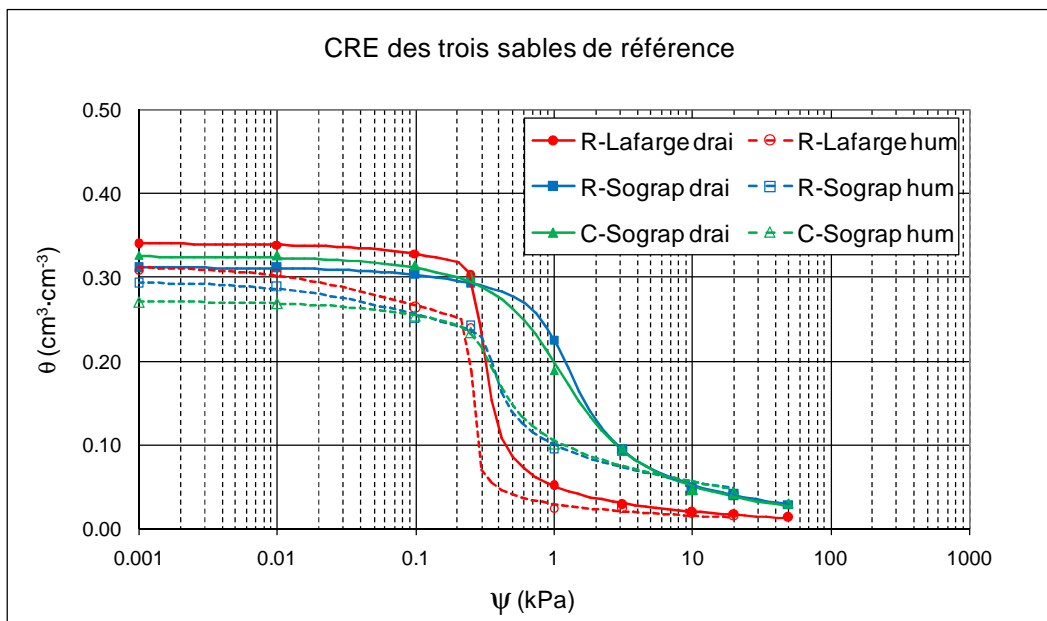


Figure 34 : Influence de la texture sur la courbe de rétention

### *Conclusions pour l'application ANC*

Sur les sables d'ANC, on conclut sur la CRE que :

- les mesures sont répétables et peu dispersées,
- l'effet de l'état de serrage est faible,
- l'effet de la forme de particules semble faible aussi,
- l'effet de la granulométrie est plus important et notamment dans la zone de drainage rapide.

### **3.3.3. Estimation des CRE à partir des modèles physico-empiriques et comparaison avec les résultats expérimentaux**

Nous connaissons à la fois les propriétés physiques et les CRE expérimentales des 3 sables de référence. Notre objectif est alors de voir, si sur des sables d'ANC, la détermination des CRE à partir des propriétés physiques est comparable à leur détermination au laboratoire.

Il s'agit dans un premier temps de comparer les CRE en drainage issues des deux modèles prédictifs (Fredlund et Aubertin). Seul le modèle Aubertin [Aub03] pouvant prédire la CRE en drainage et en humidification, les résultats de ce dernier seront présentés séparément.

Note : pour les résultats expérimentaux, nous avons pris en compte uniquement les points moyens résultants des 3 mesures.

#### *3.3.3.1. Comparaison des modèles prédictifs de la CRE en drainage*

La Figure 35 montre pour les 3 sables de référence les résultats expérimentaux obtenus, leur lissage théorique et les résultats obtenus par les modèles de Fredlund puis d'Aubertin.

##### *a) Analyse visuelle*

Constatation 1 : les 2 modèles Fredlund et Aubertin sont proches sur les deux sables roulés et un peu plus éloignés sur le concassé.

Constatation 2 : l'ajustement des valeurs expérimentales par l'équation de Fredlund et Xing est très bon.

Constatation 3 : les résultats expérimentaux sont différents de ceux donnés par les 2 modèles en particulier dans la zone de drainage rapide où la pente expérimentale est moins raide que les pentes données par les modèles pour les sables R-Sograp et C-Sograp ; ceci est due à l'estimation très délicate, surtout dans le cas des matériaux granulaires, de la pression d'entrée d'air  $\psi_e$  et de la succion résiduelle  $\psi_r$  que ce soit par les mesures expérimentales ou par les modèles. Ce phénomène peut être expliqué soit par le fait qu'il n'y a pas suffisamment de valeurs expérimentales dans la zone de drainage rapide soit parce que les modèles ne représentent pas assez fidèlement cette zone. En revanche, d'après les résultats du R-Lafarge, il semble que les modèles prédictifs prennent mieux en compte une granulométrie grossière.

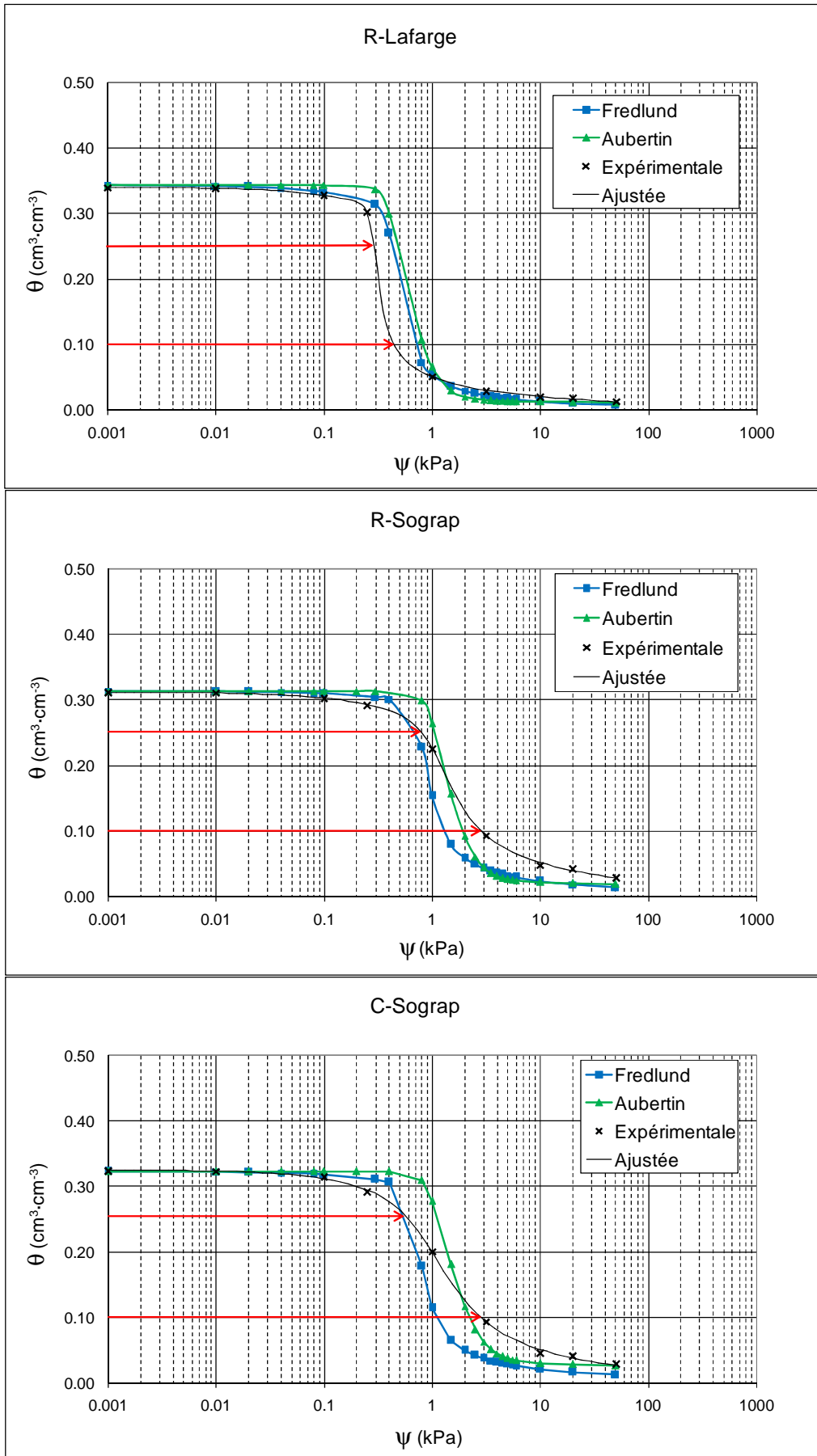


Figure 35 : Comparaison des courbes de rétention estimées avec les courbes expérimentales (en drainage)

**b) Analyse quantitative des écarts**

Les écarts entre les CRE estimées et expérimentales ont été calculés à partir de l'équation 85. Ils sont présentés dans le Tableau 26 et confirment l'imprécision visuelle.

Comme il a été décrit lors de la présentation des modèles prédictifs (paragraphe 3.2.5.1), la détermination des paramètres de la CRE et notamment la pression d'entrée d'air  $\psi_e$  et la succion résiduelle  $\psi_r$ , est basée sur des formules empiriques (équations : 52, 54, 74, 75, 76, 77) qui utilisent  $d_{10}$ ,  $d_{60}$  et  $C_u$  comme variables d'entrée. Ces formules empiriques ont été calibrées sur des données expérimentales de plusieurs types de matériaux qui ne sont pas forcément représentatifs de toute la gamme des sols. Aubertin [Aub03] souligne que son modèle surestime de 17% la valeur de  $\psi_e$ . Il est donc probable que ces formules ne soient pas valables pour les sables roulé et concassé Sograp.

<b>R-Lafarge</b>									
	<b>Zone saturée</b>			<b>drainage rapide</b>			<b>Zone résiduelle</b>		
Succion $\psi$ (kPa)	0,001	0,01	0,1	0,25	1	3,16	10	20	50
Ecart Fredlund/expérimental (%)	1,1	0,9	1,4	6,0	5,9	25,9	39,1	56,6	54,0
Ecart Aubertin/expérimental (%)	1,1	1,3	4,5	12,5	27,0	60,8	40,3	39,8	15,4
<b>R-Sograp</b>									
Ecart Fredlund/expérimental (%)	0,6	0,7	2,2	4,3	38,2	76,7	67,3	79,7	70,9
Ecart Aubertin/expérimental (%)	0,6	0,8	3,3	6,8	18,7	72,6	72,8	69,3	39,8
<b>C-Sograp</b>									
Ecart Fredlund/expérimental (%)	0,4	0,3	1,0	6,6	54,6	89,4	75,6	88,6	84,2
Ecart Aubertin/expérimental (%)	0,4	0,1	2,4	9,9	33,8	44,4	41,1	38,8	12,1

**Tableau 26 : Ecart entre les CRE estimées et expérimentales (en drainage)**

**c) Cas de l'application ANC**

Dans le cas de notre application (sables ANC), le degré de saturation habituel est dans l'intervalle [30 – 75] (%) (Partie I/chapitre 2/ paragraphe 2.2) ce qui correspond pour les 3 sables de référence à une teneur en eau volumique dans l'intervalle [0,1 – 0,25] ( $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ ). Les intervalles de succion correspondant à ces valeurs de teneur en eau volumique pour R-Lafarge, R-Sograp et C-Sograp sont respectivement : [0,2 – 0,4], [0,7 – 4,0] et [0,5 – 4,0] (kPa). La représentation graphique de ces valeurs sur les courbes Figure 35 (flèches rouges) montre que ces intervalles appartiennent à la zone de drainage rapide où les modèles ont du mal à estimer correctement la courbe de rétention.

**d) Synthèse**

- Pour des petites valeurs de succion (zone saturée), les teneurs en eau volumiques sont bien mesurées et approximées par les modèles.
- Pour les grandes valeurs de succion (zone de drainage rapide et résiduelle), l'incertitude des modèles est forte aussi bien pour le modèle de Fredlund que pour le modèle Aubertin.
- L'erreur des modèles dans la zone de drainage rapide est de l'ordre de la quantité mesurée. Cette erreur est moins importante dans le cas de sable grossier.

## 3.3.3.2. Prise en compte de l'effet d'hystérésis par le modèle de Aubertin

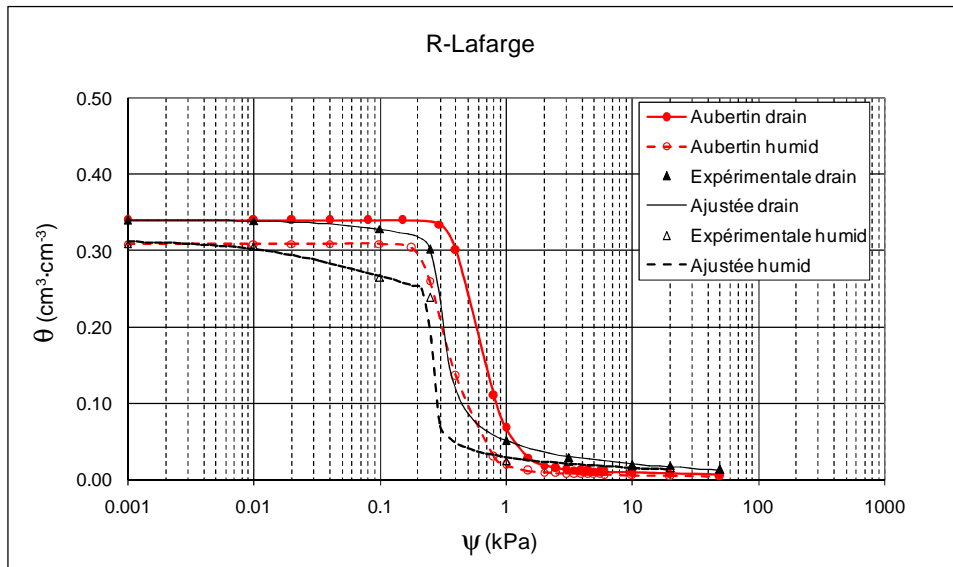
Maqoud [Maq06] a proposé un élargissement du modèle Aubertin en s'intéressant à l'effet d'hystérésis. Il a montré à travers des comparaisons entre données expérimentales et théoriques, en jouant sur la valeur de l'angle de contact  $\beta_d$  (équation 52), qu'il est possible d'estimer la courbe d'humidification tout en gardant les mêmes autres hypothèses du modèle. Les résultats d'application de ce modèle sur les 3 sables de références sont rapportés sur la Figure 36 et dans le Tableau 27.

Ecart Aubertin (Maqoud)/expérimental en humidification (%)									
	Zone saturée			Drainage rapide			Zone résiduelle		
Succion (kPa)	0,001	0,01	0,1	0,25	1	3,16	10	20	50
Roulé Lafarge	0,0	1,0	15,4	8,9	26,9	102,8	100,1	102,8	-
Roulé Sograp	0,0	1,5	15,1	19,3	15,5	143,8	128,8	130,6	-
Concassé Sograp	0,0	0,4	6,3	14,7	24,1	126,5	113,1	118,4	-

Tableau 27 : pourcentage d'écarts entre les CRE estimées par le modèle Aubertin et expérimentales (en humidification)

Quelque soit le matériau, on observe de très grands écarts en moyenne entre les CRE estimées en humidification et les résultats expérimentaux pour les zones de drainage rapide et résiduelle ; en zone saturée les écarts sont moins importants.

Les remarques faites précédemment pour les courbes en drainage sont valables aussi pour les courbes en humidification c'est-à-dire que le modèle d'Aubertin accumule des déficiences en ce qui concerne l'estimation des valeurs de la pression d'entrée d'air  $\psi_c$  et de la succion résiduelle  $\psi_r$ .



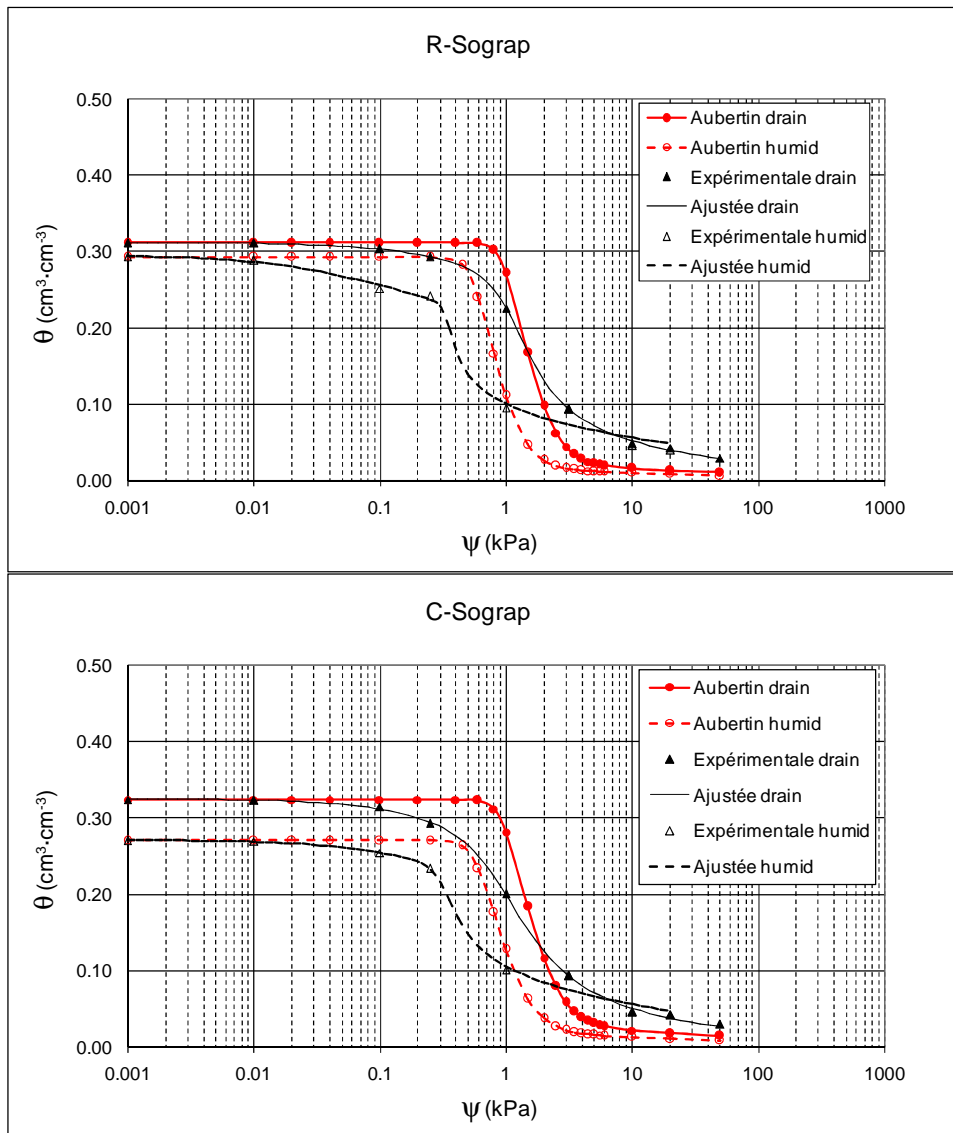


Figure 36 : Prise en compte de l'effet d'hystérésis dans le modèle prédictif Aubertin (Maqsood 2006)

### Conclusions

L'estimation de la CRE en drainage et en humidification semble très délicate. Les résultats obtenus montrent beaucoup d'insuffisances des modèles physico-empiriques surtout au niveau de la zone de drainage rapide où il faut la déterminer soigneusement vu l'importance qu'elle présente dans le cas des filtres d'ANC. Nous présentons dans le paragraphe suivant l'incidence de ces imprecisions sur le  $k_u$ .

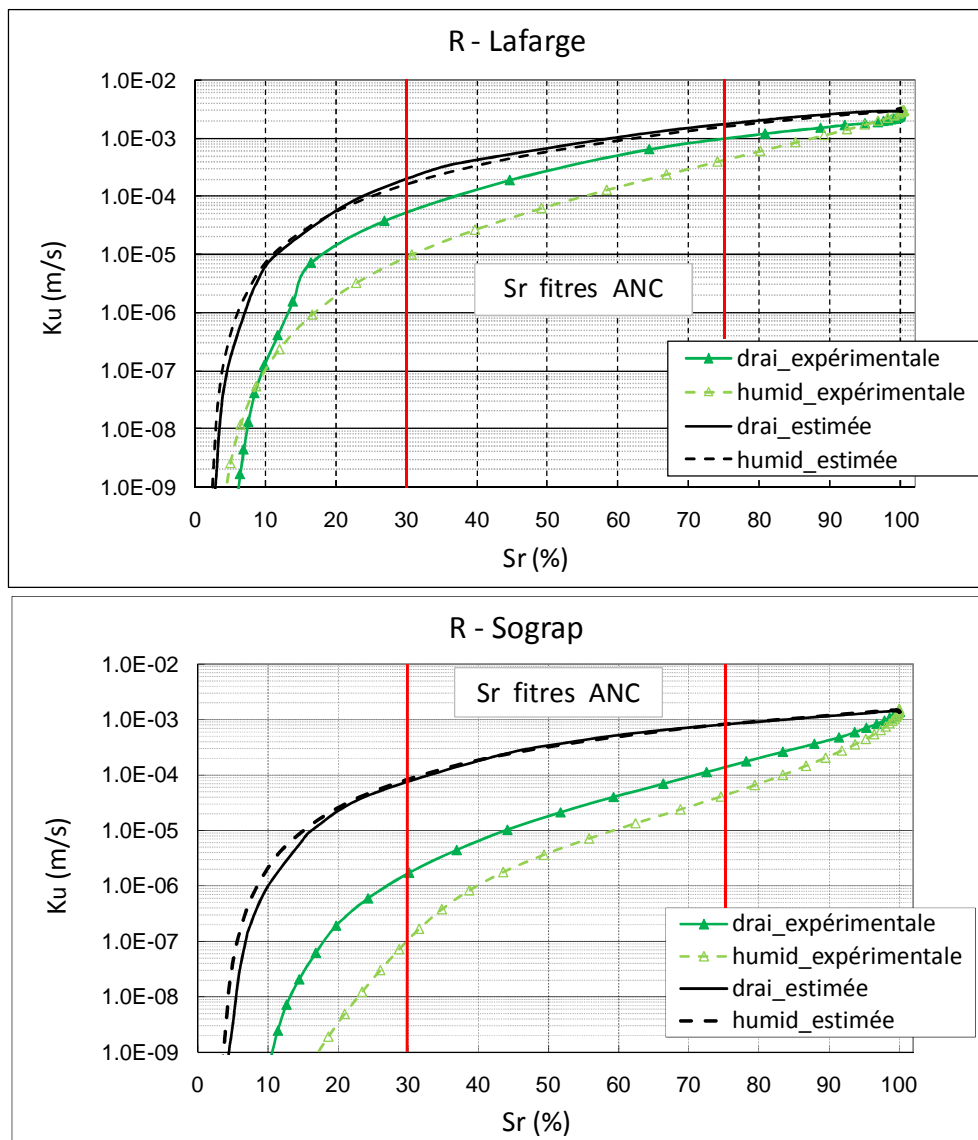
### 3.3.4. Evaluation de la conductivité hydraulique non saturée

La dernière étape consiste à évaluer  $k_u$  par des modèles statistiques basés sur la connaissance de la CRE et de  $k_s$ . Comme il a été mentionné précédemment (paragraphe 3.2.5.3), nous avons choisi ici de travailler avec le modèle de Childs et Colis George sous sa forme modifié par Fredlund et Xing [Fre94] (Équation 83).

Pour évaluer la CRE nous retenons le modèle d'Aubertin parce que celui-ci donne des CRE comparables à celles du modèle de Fredlund en drainage mais donne en plus des CRE en humidification.

L'évolution de  $k_u$  en fonction de la succion a été déterminée en utilisant  $k_s$  mesurée expérimentalement et les CRE obtenues par le modèle Aubertin ainsi que celles déterminées expérimentalement en drainage et en humidification. Les résultats sont présentés Figure 37 et le Tableau 28.

Nous notons par drai./hum.\_expérimentale le  $k_u$  obtenu à partir des CRE expérimentales en drainage/humidification et par drai./hum.\_estimée le  $k_u$  obtenu à partir des CRE du modèle d'Aubertin en drainage/humidification.





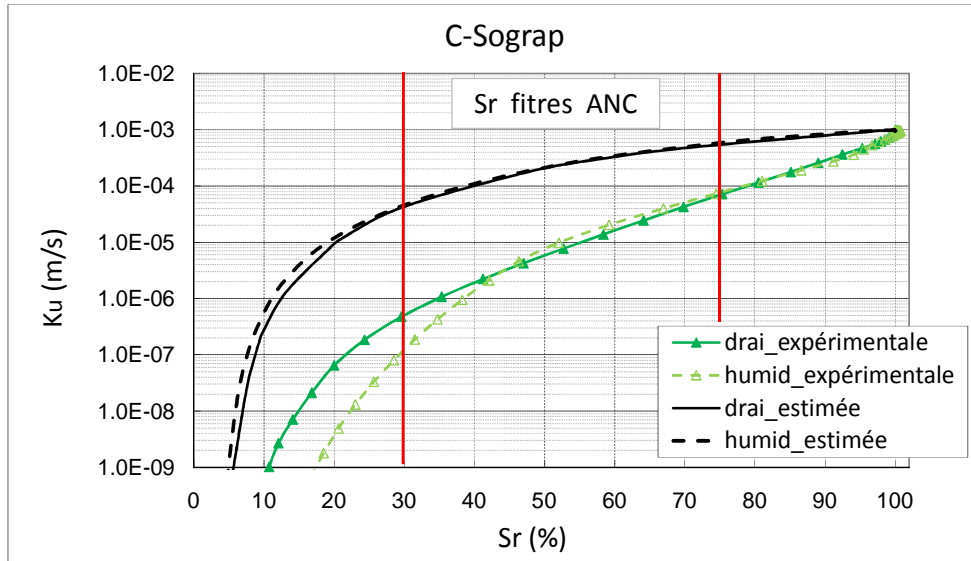


Figure 37 : Evolution de la conductivité hydraulique non saturée pour les 3 sables de référence

*a) Analyse qualitative*

Le modèle de Childs et Colis-George ne prend pas en compte l'effet d'hystérésis lorsqu'il s'agit des courbes de rétention obtenues par le modèle prédictif d'Aubertin, alors que l'expérience montre un écart non négligeable entre  $k_u$  obtenu en drainage et en humidification.

Les CRE estimées par le modèle d'Aubertin donnent des  $k_u$  différentes de celles mesurées expérimentalement et ceci même dans le domaine de variation de  $S_r$  et dans le cas des ANC.

La diminution de  $k_u$  en fonction de  $S_r$  est moins rapide dans le R-Lafarge (granulométrie grossière) que les deux sables Sograp (granulométrie moyenne) cela confirme que les sables grossiers sont moins sensibles à la variation de la succion.

*b) Analyse quantitative*

Sables	$S_r$	$k_u$ (m/s)			
		Exp_drai.	Exp_humid.	Esti_drai.	Esti_humid.
R-Lafarge	30%	$5,1 \times 10^{-5}$	$8,8 \times 10^{-6}$	$1,9 \times 10^{-4}$	$1,4 \times 10^{-4}$
	75%	$9,7 \times 10^{-4}$	$4,1 \times 10^{-4}$	$1,7 \times 10^{-3}$	$1,5 \times 10^{-3}$
R-Sograp	30%	$1,6 \times 10^{-6}$	$1,1 \times 10^{-7}$	$7,1 \times 10^{-5}$	$7,5 \times 10^{-5}$
	75%	$1,4 \times 10^{-4}$	$4,3 \times 10^{-5}$	$8,0 \times 10^{-4}$	$7,9 \times 10^{-4}$
C-Sograp	30%	$5,0 \times 10^{-7}$	$1,2 \times 10^{-7}$	$4,3 \times 10^{-5}$	$4,3 \times 10^{-5}$
	75%	$6,9 \times 10^{-5}$	$7,6 \times 10^{-5}$	$5,4 \times 10^{-4}$	$5,8 \times 10^{-4}$

Tableau 28 : Conductivité hydraulique non saturée des 3 sables de référence

Ces résultats montrent que:

- La réduction de  $k_u$  dans l'intervalle du degré de saturation des filtres ANC en drainage ou en humidification oscille entre  $5 \times 10^{-2}$  et  $5 \times 10^{-3}$  m/s. Le minimum de réduction de  $k_u$  a été enregistré pour le R-Lafarge à cause de sa nature grossière

- (l'influence de la succion est moins importante) et le maximum pour le C-Sograp parce qu'il est plus fin ( $d_{10}= 0,19$  mm),
- L'écart de  $k_u$  sous l'effet d'hystérésis ne dépasse pas un ordre de grandeur ( $1 \times 10^{-1}$ ) pour les trois sables de référence.
  - Dans l'intervalle du degré de saturation des ANC (30-75%), l'écart entre les résultats expérimentaux et estimés est très important, il oscille entre  $5 \times 10^{-1}$  et  $1 \times 10^{-2}$  en phase de drainage et entre  $1 \times 10^{-1}$  et  $1 \times 10^{-3}$  en phase d'humidification. Cet écart est expliqué par la mauvaise estimation des CRE par le modèle prédictif.
  - Dans le cas extrême de réduction du degré de saturation ( $S_r=30\%$ ), la valeur de  $k_u$  ne dépasse pas  $1 \times 10^{-7}$  m/s (Tableau 28). Cela permet de dire que l'effet de la succion diminuera le  $k_s$  au maximum de 3 ordres de grandeur ( $1 \times 10^{-3}$ ) pour les matériaux d'ANC que se soit en drainage ou en humidification.

### 3.4. CONCLUSIONS

La détermination de  $k_u$  nécessite d'avoir une bonne estimation de la CRE.

L'effet d'hystérésis sur le  $k_u$  des matériaux d'ANC est non négligeable. En absence d'étude ou de données expérimentales sur la variation du degré de saturation en sein d'un filtre en place, il est donc difficile de juger si le filtre fonctionne en drainage ou en humidification ; dans ce cas et pour simplifier ce problème, nous proposons de prendre une courbe de rétention moyenne entre la phase de drainage et l'humidification.

La qualité prédictive de la CRE influence d'une puissance de 10 le  $k_u$ , les incertitudes venant des incertitudes de l'estimation des CRE et du modèle statistique.

Il semble que l'utilisation de la courbe de rétention d'une banque de données de matériaux va aggraver encore la qualité de ces estimations puisque s'y ajouteront les incertitudes sur la granulométrie.

Bien que ces estimations ne soient pas suffisamment précises pour décrire le fonctionnement hydraulique d'un filtre d'ANC, elles peuvent être employées dans des analyses comparatives entre filtres où l'objectif n'est pas d'obtenir un résultat absolu mais bien de comparer les performances de différents matériaux utilisables en ANC.

## **PARTIE III : OUTILS ET METHODOLOGIE DE DIAGNOSTIC IN SITU**

### **INTRODUCTION**

Cette partie du travail a pour ambition principale de répondre à la problématique industrielle mise en avant par Veolia dans le cadre de ce projet. Cette problématique est liée à la méconnaissance de l'état du parc des ouvrages d'ANC et à l'absence, à l'heure actuelle, d'outils et de méthodes de diagnostic et de contrôle permettant d'évaluer in situ l'état d'un filtre à sable neuf ou en fonctionnement. C'est pourquoi, l'objet de ce travail est de développer une méthodologie adaptée aux contraintes professionnelles inhérentes à ce type d'ouvrage et permettant à partir de la connaissance des différentes caractéristiques physiques, mécaniques, hydrauliques et biochimiques d'effectuer un diagnostic des filtres.

Afin de prendre en compte les différents aspects de cette problématique (aspects physico-mécaniques et aspects biochimiques), ce travail a été mené en collaboration avec l'unité de recherche « qualité des eaux et prévention des pollutions » du Cemagref de Lyon. Ce mémoire s'intéresse plus particulièrement à la caractérisation physico-mécanique de ces ouvrages tandis que les aspects biochimiques font actuellement l'objet d'une thèse réalisée au Cemagref par Laurence Roland. Néanmoins, pour les besoins de notre travail de recherche un certain nombre de résultats en relation directe avec notre problématique et issus du travail de thèse de Laurence Roland sont nécessaires et seront donc présentés dans cette partie.

Cette partie est organisée en 6 chapitres :

Le 1<sup>er</sup> chapitre expose l'étude expérimentale menée et les premiers résultats obtenus dans le but de définir des seuils de conductivité hydraulique permettant un bon fonctionnement des filtres (au sens de ses performances épuratoires et de sa durée de vie).

Le 2<sup>ème</sup> chapitre rappelle brièvement les paramètres nécessaires à identifier in situ afin d'estimer les performances épuratoires d'un ouvrage, présente les contraintes industrielles et techniques inhérentes à ce type d'ouvrages et enfin présente les différents outils de diagnostic proposés et testés permettant l'obtention de ces paramètres et adaptés aux contraintes de site.

Le 3<sup>ème</sup> chapitre présente la démarche expérimentale globale conduite et les études de calibration et de validation des outils en laboratoire.

Le 4<sup>ème</sup> chapitre présente les résultats de la confrontation des outils et de la méthodologie de diagnostic aux contraintes réelles de site sur des filtres réels.

Le 5<sup>ème</sup> chapitre exposera la méthodologie de diagnostic proposée basée sur les réponses des différents outils.

Enfin, le 6<sup>ème</sup> chapitre présente une première approche du développement d'une méthodologie d'expertise des ouvrages d'ANC.

## CHAPITRE 1 : ESTIMATION DES SEUILS DE BONNES PERFORMANCES EPURATOIRES

### 1.1. PROBLEMATIQUE INDUSTRIELLES : SEUILS DE CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE

Il a été montré dans la partie I de ce travail que la problématique industrielle se concentre autour de :

- la définition des seuils de conductivité hydraulique optimum  $[k_s \text{ min} ; k_s \text{ max}]$  pour permettre le bon fonctionnement d'un filtre d'ANC,
- l'estimation de la conductivité hydraulique  $k_s^f$  de fonctionnement d'un filtre en place et de l'estimation de l'intervalle de conductivité hydraulique possible  $[k_{\text{min}}^f ; k_{\text{max}}^f]$  pour un filtre neuf.

Dans le cas d'un filtre neuf, la comparaison de cet intervalle avec l'intervalle optimum de bonnes performances épuratoires aboutit à 3 cas de figure :

- $[k_s^f \text{ min} ; k_s^f \text{ max}] \cap [k_s \text{ min} ; k_s \text{ max}] = \emptyset$  Matériau inutilisable en ANC
- $[k_s^f \text{ min} ; k_s^f \text{ max}] \subseteq [k_s \text{ min} ; k_s \text{ max}]$  Matériau utilisable sans condition de mise en œuvre particulière
- $[k_s^f \text{ min} ; k_s^f \text{ max}] \cap [k_s \text{ min} ; k_s \text{ max}] \neq \emptyset$  et  $[k_s^f \text{ min} ; k_s^f \text{ max}] \not\subseteq [k_s \text{ min} ; k_s \text{ max}]$  Matériau utilisable sous certaines conditions de mise en œuvre.

Dans le cas d'un filtre en place, la comparaison entre la valeur de la conductivité hydraulique en place et l'intervalle de bon fonctionnement doit permettre d'estimer l'état du filtre et à terme d'évaluer sa pérennité.

Afin de définir l'intervalle de bonnes performances épuratoires, nous nous sommes basés sur des études expérimentales sur colonnes où les critères d'abattement de la pollution ainsi que les caractéristiques et la mise en œuvre du matériau ont été définis au préalable.

L'estimation de la conductivité hydraulique du filtre en place s'appuie quant à elle sur l'approche et les travaux présentés dans la partie II en utilisant les informations issues des différents outils de diagnostic.

L'objectif de ce 1<sup>er</sup> chapitre est donc de mieux comprendre l'influence de différents paramètres physiques du matériau du filtre, tels l'état de serrage, l'étalement granulométrique ou la forme des particules, sur les performances épuratoires des filtres afin de définir les seuils de conductivité hydraulique permettant une épuration satisfaisant aux critères législatifs d'épurations [Arr96].

## **1.2. ETUDE EXPERIMENTALE SUR COLONNES**

### **1.2.1. Démarche expérimentale mise en œuvre**

#### ***a) Matériaux***

L'étude expérimentale s'est basée sur l'analyse des 3 sables de référence, choisis à partir du fuseau granulométrique proposé dans le DTU et dont les caractéristiques ont été présentées au chapitre 1 de la partie II.

#### ***b) Colonnes***

Pour chacun de ces matériaux de référence, les performances épuratoires ont fait l'objet d'un suivi dans le temps sur 4 colonnes où le matériau a été placé dans les états de serrage foisonné et compacté. Le choix des densités a été décidé en fonction des densités minimum et maximum de chaque sable, de la densité après compactage hydraulique, ainsi que des densités estimées des filtres en place. Les valeurs de densités foisonnée et compactée pour chaque sable sont présentées ci-après Tableau 30.

#### ***c) Alimentation et durée des colonnes***

Ces colonnes ont été alimentées par des effluents recomposés, afin de les coloniser par la biomasse. Pour pouvoir suivre l'évolution des performances épuratoires ainsi que l'évolution de la biomasse dans le temps et en fonction de l'alimentation, un suivi massique régulier et des mesures des polluants en sortie de filtration ont été réalisés durant 6 mois. Les conditions opératoires des études menées sur ces colonnes expérimentales ainsi que les résultats obtenus sont décrits ci-après.

Il est à signaler que sur ces mêmes colonnes une étude de faisabilité des outils de diagnostic proposés pour les filtres a été réalisée afin de juger de leur pertinence. Les résultats de ces essais sont présentés au chapitre 3.

### **1.2.2. Dispositif expérimental**

Le montage expérimental est constitué de colonnes en PVC. Le diamètre de ces colonnes est de 36 cm, le fond est constitué d'une plaque de PVC percée de trous circulaires de 7 mm de diamètre pour que l'extraction des eaux en partie basse ne modifie pas l'hydrodynamique du système et la hauteur des colonnes est de 1,20 m.

Dans ces colonnes, un massif est reconstitué avec 50 cm de sable à tester qui repose sur une couche drainante de 7,5 cm de gravier ; les matériaux sont préalablement séchés à l'étuve afin de mieux contrôler la densité de mise en œuvre des couches.

Chaque colonne est instrumentée pour suivre en continu son comportement hydrodynamique (débit d'alimentation, traçages, performances épuratoires...) et pour évaluer la dynamique de la croissance de la biomasse et du degré de colmatage (masse de la colonne). L'ensemble des données est enregistré sur ordinateur (Figure 38).

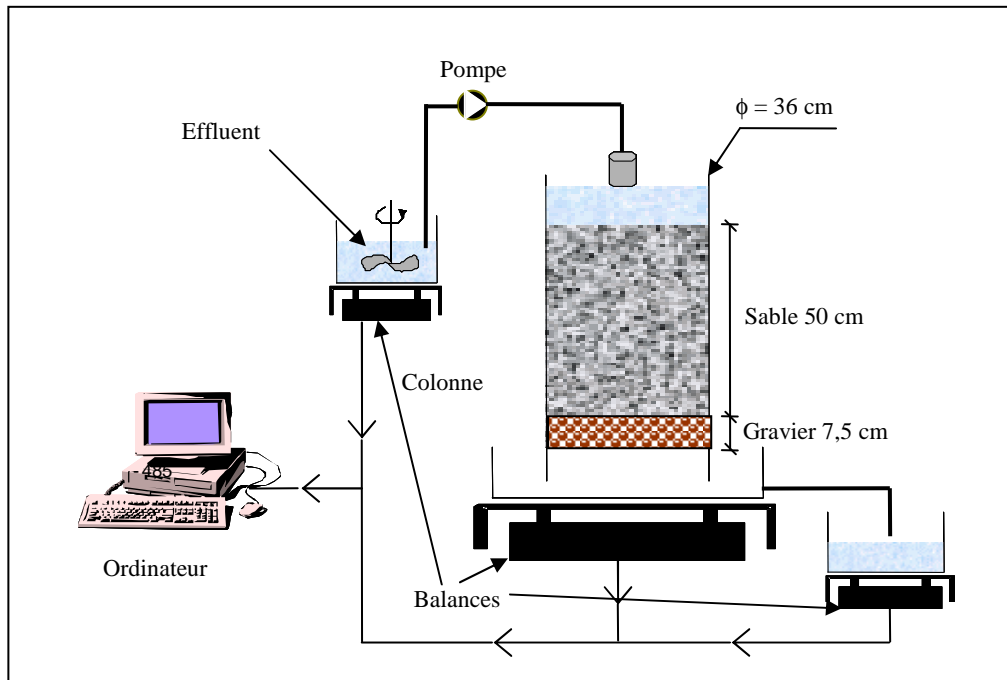


Figure 38: Schéma du dispositif expérimental de suivi des colonnes

Un système d'automate programmé par ordinateur permet de fixer les conditions d'alimentation en effluent voulues (périodes d'alimentation, de repos, charge hydraulique...).

Les performances épuratoires sont mesurées sur les paramètres DCO, MES et  $\text{NH}_4^+$  grâce à l'analyse des bâchées sur les eaux d'entrée et à l'analyse des eaux de sorties des colonnes ; trois bilans par semaine sont effectués sur chaque colonne.

Chaque sable a été mis en place dans les mêmes conditions dans deux colonnes simultanément. Les 2 colonnes sont alimentées en même temps pour diminuer l'influence de la variabilité liée au volume de la bâchée et à la charge polluante appliquée lors de l'expérimentation. Cette démarche a été mise en place afin de pouvoir effectuer un suivi du même sable avec les outils de diagnostic à différents stades de la vie de la colonne sans perturber son fonctionnement.

### 1.2.3. Les charges polluantes appliquées

L'effluent réparti sur les colonnes est reconstitué à partir de boues primaires (pour fixer les MES) et d'addition de composés organiques (Glycine, Amidon, Glycerol) et minéraux ( $\text{MgSO}_4 + \text{K}_2\text{HPO}_4 + (\text{NH}_4)_2\text{SO}_4 + (\text{NH}_4)\text{Cl} + \text{Na}_2\text{HPO}_4$ ). Cet effluent est appliqué soit de manière continue soit discontinue afin d'étudier l'influence du régime d'alimentation sur les performances épuratoires.

#### a) Régimes d'alimentation choisis et planification

Le régime continu correspond à des bâchées de 1,6 L injectées en 20 s toutes les 3 heures sans période de repos. La colonne reçoit alors une charge de 0,13 m/j qui est la valeur usuelle pour un système d'infiltration percolation collectif enterré comportant une distribution homogène.

Le régime discontinu est basé sur 3 jours d'alimentation de la colonne avec des bâchées de 3,7 L injectées en 45 s toutes les 3 heures suivis de 4 jours de repos. Lors de l'alimentation la colonne reçoit une charge de 0,3 m/j. Cette valeur correspond à un système d'infiltration percolation collectif non enterré comportant une distribution homogène en surface.

La conception des ouvrages d'ANC est réalisée de telle sorte que la charge théorique journalière reçue par les filtres comportant une distribution homogène soit de 0,03 m/j en régime continu. Or, il a été montré [Doa08], par une étude expérimentale faite par le Cemagref dans le cadre de la thèse de Laurence Rolland sur un pilote construit selon les recommandations du DTU pour représenter l'écoulement ayant lieu sur un seul tuyau de distribution d'un système d'ANC, que la charge hydraulique théorique de 0,03 m/j est en réalité très éloignée de la charge reçue par le milieu. En effet, les charges hydrauliques réellement mesurées sur le pilote, au regard de la distribution des eaux à la surface et de son infiltration dans le système, varient entre 0,32 et 0,75 m/j ce qui représente environ 20 fois le régime théorique de 0,03 m/j. Cette différence s'explique principalement par la mauvaise répartition de l'effluent sur la surface du filtre. Cette analyse justifie donc bien le choix des charges d'alimentation élevées qui ont été mises en œuvre sur nos colonnes en régime continu et discontinu.

#### *b) Concentrations retenues*

Concernant la concentration de l'effluent pour chaque régime (continu, discontinu), trois charges polluantes ont été testées. Il s'agit des charges dites simple, double et triple. Ces charges appliquées visent à :

- développer la biomasse jusqu'au colmatage biologique des massifs de manière à évaluer la réponse des outils à différents degrés de colmatage (3 et 6 mois),
- mesurer les vitesses de croissance et de décroissance de la biomasse afin de pouvoir estimer son évolution dans le temps en fonction des régimes d'alimentation.

On a synthétisé les concentrations des charges simple, double et triple ainsi que la charge ANC théorique dans le Tableau 29. Il faut signaler que la double et la triple charges correspondent seulement au double et au triple des valeurs de DCO et N-NH<sub>4</sub><sup>+</sup>.

Charge	DCO (mg/L)	MES (mg/L)	N-NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> (mg/L)
Simple	500	60	60
Double	1000	60	120
Triple	1500	60	180
ANC	437	84	52,5

**Tableau 29 : Concentrations des charges polluantes retenues**

Le suivi expérimental a duré jusqu'au colmatage du milieu ou a été stoppé après 6 mois d'alimentation pour des raisons techniques et logistiques. Les résultats obtenus sont présentés ci-après.

#### **1.2.4. Résultats obtenus et seuils retenus**

Deux des trois matériaux de référence ont été testés, il s'agit des sables R-Lafarge et R-Sograp. Le sable C-Sograp n'a pas été testé en raison de contraintes de temps. Il fera l'objet

de prochaines études afin de mettre en évidence l'influence de la forme des particules sur les performances épuratoires.

*a) Synthèse des performances épuratoires*

Nous avons synthétisé les performances épuratoires globales des 2 matériaux dans les deux états de densité testés (foisonné et compacté) dans le Tableau 30 de manière à faciliter la lecture et l'interprétation des résultats obtenus. Les valeurs indiquées correspondent à la valeur moyenne calculée sur l'ensemble des mesures en régime continu et discontinu pour plusieurs cycles d'alimentation. La valeur indiquée entre parenthèses correspond au pourcentage d'abattement de la pollution calculé à partir de l'équation suivante :

$$\% \text{ abattement} = \frac{C_E - C_S}{C_E} \times 100$$

Avec :

$C_E$  : concentration d'entrée en DCO, MES,  $N-NH_4^+$ ,

$C_S$  : concentration de sortie en DCO, MES,  $N-NH_4^+$ .

Les colonnes à base de R-Sograp ayant colmaté lors des régimes en charge simple continu, elles n'ont pas été alimentées à des charges supérieures ; seules les valeurs en double et triple charge pour le R-Lafarge sont donc présentées ci-après. De plus, le nombre de cycles pour ce même sable (R-Sograp) est inférieur à celui du R-Lafarge pour la même raison. Il faut préciser ici que le cycle correspond à une semaine d'alimentation.

Mise en œuvre		R-Lafarge						R-Sograp			
		Foisonné			Compacté			Foisonné		Compacté	
Poids de sable sec (kg)		79,4						85,9			
Volume du sable (m <sup>3</sup> )		0,050						0,050			
Densité (kN/m <sup>3</sup> )		15,9						17,2			
I <sub>d</sub> (%)		25						84			
Porosité (%)		40						35			
Régime discontinu		24						24			
Nombre de Cycles		24						20			
Rejet en mg/L (% abattement)		Charge	S	D	T	S	D	T	S	S	
		MES	23(57)	42(57)	50(50)	18(64)	34(64)	49(56)	7(91)	7(86)	
		DCO	167(64)	174(80)	246(79)	125(73)	168(80)	225(81)	61(87)	64(82)	
		N-NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>	49(16)	110(10)	146(15)	48(16)	95(20)	137(20)	39(30)	26(47)	
Régime continu		7						7			
Nombre de Cycles		7						13			
Rejet en mg/L (% abattement)		Charge	S	D	S	D	S	ANC	S	ANC	
		MES	14(85)	33(69)	9(91)	13(87)	3(97)	10(90)	3(96)	7(95)	
		DCO	63(86)	73(92)	58(87)	54(94)	30(93)	54(85)	33(93)	60(84)	
		N-NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>	40(25)	80(30)	38(29)	74(35)	13(77)	5(91)	13(76)	7(88)	
S : simple charge ; D : double charge ; T : triple charge ; ANC : simple charge 0,03 m/j											

**Tableau 30 : Synthèse des performances épuratoires sur colonnes**

En simple charge et quelque soit le régime, globalement les performances épuratoires répondent à la réglementation pour les deux sables. En revanche, on constate qu'en double et triple charges en régime discontinu le R-Lafarge (foisonné et compacté) ne respecte pas les normes de rejet (MES=30 mg/l) bien qu'il présente des pourcentages d'abattement équivalents à ceux obtenus pour la simple charge. En régime continu, ce même sable (R-



Lafarge) respecte les normes de rejet aux états foisonné et compacté. Par ailleurs, on constate que les rendements épuratoires du R-Lafarge pour  $N-NH_4^+$  sont faibles comparés au R-Sograp que ce soit en régime continu ou discontinu.

*b) Analyse de sensibilité à la densité, au régime et à la charge hydraulique*

▪ *Influence de la densité*

Pour le R-Lafarge la nitrification (abattement du  $N-NH_4^+$ ) n'est pas influencée par la compacité du matériau car la conductivité hydraulique de ce matériau est peu sensible à la densité (Cf. Partie II). Il faut rappeler que la nitrification est très influencée par le temps de séjour qui est conditionné par la conductivité hydraulique. En revanche, on constate que la mise en œuvre compactée améliore les autres rejets (MES et DCO) à cause de la diminution de la taille des pores sous l'effet du compactage.

Pour le R-Sograp (sable moins grossier et plus étalé) les résultats obtenus répondent aux valeurs requises par la réglementation. Par contre, ce sable a entraîné un arrêt des cycles pour cause de colmatage physique (en surface) à plusieurs reprises. Il apparaît évident que la mise en œuvre compactée de ce sable risque d'accentuer les phénomènes de colmatage précoce.

▪ *Influence de la granulométrie*

En comparant les performances épuratoires à simple charge des deux sables, on constate un effet direct de la granulométrie du matériau sur les rendements épuratoires. Le sable R-Sograp, plus fin, possède des rendements épuratoires significativement plus importants que le sable R-Lafarge grossier. La finesse du matériau permet une meilleure filtration des MES et une bonne nitrification ( $N-NH_4^+$ ) en raison de la taille des pores plus petite et d'un temps de séjour plus long.

▪ *Influence du régime d'alimentation (continu discontinu)*

Le passage en régime continu permet de diminuer le volume de chaque bâchée, augmentant par conséquent le temps de séjour au sein des colonnes. Les effets sont donc directs sur les performances épuratoires tant que la présence d'oxygène est suffisante au sein du massif. Pour la nitrification, l'augmentation du temps de séjour est profitable pour les deux matériaux. Ces résultats montrent donc que l'alimentation en régime d'ANC (régime continu) influence de manière positive le fonctionnement d'un filtre.

▪ *Influence de la charge*

On constate que pour le régime double et triple charge les comportements sont similaires à ceux mentionnés en simple charge avec toutefois des amplitudes différentes compte tenu de la forte concentration des eaux d'entrée. On notera que, malgré l'augmentation de la charge, la nitrification reste limitée dans le sable R-Lafarge.

*c) Seuils retenus*

D'après ces expérimentations, l'intervalle choisi pour  $k_s$  en première approche se situe entre celle de R-Lafarge à l'état compacté ( $17,2 \text{ kN/m}^3$ ) et celle de R-Sograp à l'état foisonné ( $15,8 \text{ kN/m}^3$ ) donc entre  $1.10^{-3}$  et  $3.10^{-3}$  (m/s). Par comparaison, Grant propose un intervalle

pour  $k_s$  compris entre  $3,7 \times 10^{-4}$  et  $1,1 \times 10^{-3}$  (m/s) basé sur les conductivités hydrauliques déterminées par le test de Grant (Partie II - paragraphe 2.2.3).

### **1.2.5. Conclusions**

Globalement on observe un effet positif du compactage des matériaux sur les performances épuratoires. Cet effet est plus visible sur le matériau grossier que sur le matériau fin. La réduction de la porosité (taille des pores) et l'augmentation des temps de séjour sont les raisons principales de cet effet. En revanche le compactage n'entraîne aucune amélioration significative notable sur la nitrification.

Le choix du sable et de sa mise en œuvre a une incidence majeure sur la pérennité de l'ouvrage d'ANC. D'une part, la mise en place d'un sable grossier avec un état de densité lâche présente des risques manifestes en terme de qualité de rejet pour des charges importantes ; d'autre part, l'utilisation de sable fin avec une mise en œuvre compactée présente un risque de colmatage précoce ; il est donc important de trouver un compromis entre ces deux états critiques.

La définition d'un intervalle de conductivités hydrauliques semble la solution adaptée à ce type de problématique. L'intervalle défini ci-dessus sera ajusté d'une part dans les travaux futurs au regard des expériences de terrain (pour lesquelles certains paramètres seront différents : eaux septiques, en présence de terre végétale en surface...), et d'autre part dans des expérimentations en laboratoire visant à tester d'autres granulométries, d'autres états de serrage et de mettre en évidence le rôle d'un géotextile en fond de massif.

## CHAPITRE 2 : LE DIAGNOSTIC DES FILTRES A SABLE

### 2.1. INTRODUCTION

Il a été exposé dans la partie I de ce travail les principaux points sur le contrôle et le diagnostic des installations d'ANC (Partie I - paragraphe 2.7). On a montré que le contrôle et le diagnostic des filtres neufs ou existants est aujourd'hui quasiment inexistant ou superficiel surtout en ce qui concerne le massif filtrant. Cet état de fait est dû aux contraintes de site et à l'absence d'outils et de méthodologie de diagnostic adaptés.

Le but de ce chapitre est d'exposer la démarche de diagnostic qui sera proposée par la suite en mettant bien en évidence les paramètres que l'on va chercher à mesurer et les contraintes à prendre en compte afin de pouvoir développer une technique de diagnostic opérationnelle ; l'ensemble des outils expérimentaux proposés et testés dans le cadre de ce projet seront présentés.

### 2.2. PARAMETRES A IDENTIFIER

Pour établir un diagnostic d'un filtre en place, 3 familles de paramètres doivent être identifiés : géométriques, physico-mécaniques et biochimiques.

#### ▪ *Les paramètres géométriques*

Pour diagnostiquer l'état d'un filtre et sa capacité épuratoire, il faut être capable de déterminer l'emplacement du filtre et les dimensions du filtre (surface occupée et identification des différentes épaisseurs des couches de matériaux le constituant).

#### ▪ *Les paramètres physiques et mécaniques*

Nous avons montré que les capacités épuratoires d'un filtre dépendent avant tout de la conductivité hydraulique des filtres. Or la conductivité hydraulique d'un sable dépend de ses caractéristiques physiques et de son état de serrage, c'est pourquoi, il faut être capable d'évaluer :

- les caractéristiques granulométriques principales du sable filtrant ( $d_{max}$ ,  $d_{10}$ ,  $d_{60}$ ...),
- le pourcentage de fines particules,
- la forme des particules,
- l'état de serrage du sable (indice des vides ou densité en place).

#### ▪ *Les paramètres biochimiques*

Afin que le fonctionnement épuratoire se déroule correctement un certain nombre de critères biochimiques doivent être respectés ; pour cela, il est nécessaire de pouvoir estimer :

- la teneur en gaz ( $O_2$  et  $CO_2$  notamment) au sein du filtre,
- la présence de colmatage,
- la répartition de l'effluent,
- les valeurs de DCO, MES et  $NH_4^+$ .

De plus, pour pouvoir fournir une évaluation de l'état général d'un filtre et de son évolution, il faudrait être capable d'avoir une estimation de la variabilité spatiale de ces paramètres.

### 2.3. CONTRAINTES TECHNIQUES

De par la nature de ces ouvrages (ouvrage d'assainissement privés), la méthodologie de diagnostic doit être adaptée à un certain nombre de contraintes techniques. En effet, la conception spécifique des filtres à sables verticaux drainés est fondée sur des aspects liés à la fois à la protection de l'environnement de l'ouvrage lui-même et des habitants résidants autour du dispositif, ce qui fait que le filtre doit être une « boîte » protégée et difficile d'accès. De plus, étant sur le domaine privé, les contraintes d'accessibilité et d'auscultation non destructive sont fortes. Enfin, pour être économiquement viable, la méthodologie proposée doit être rapide à mettre en œuvre et relativement simple et robuste.

L'ensemble de ces conditions imposent que les outils et la méthodologie proposés répondent aux principales contraintes suivantes :

- Portabilité : les outils doivent être portables pour pouvoir être mis en œuvre même dans les endroits d'accès difficile.
- Profondeur d'auscultation de 2 à 3m : les filtres étant en général implantés sous au moins 30 cm de terre végétale et leur hauteur étant de l'ordre du mètre, il est nécessaire de disposer d'outils capables de sonder le sol sur des hauteurs comprises entre 1 et 3m.
- Peu traumatisant : le filtre se trouvant sur un emplacement privatif et étant un ouvrage en service devant le rester, il est nécessaire d'utiliser des techniques peu ou pas destructives.
- Rapidité et simplicité d'exécution : Le diagnostic pour être applicable doit pouvoir être réalisé en une demi-journée par une équipe de deux techniciens ; pour cela, les outils doivent être simples, faciles à utiliser, robustes et rapides à mettre en œuvre.
- Insensibilité aux conditions extérieures : Les mesures ne doivent pas être perturbées par les conditions climatiques et doivent pouvoir être applicables sur des terrains saturés ou non.

Compte tenu de ces contraintes et des paramètres recherchés, il a été décidé de proposer une méthodologie et des outils non ou peu destructifs permettant de diagnostiquer le filtre sans nuire à son fonctionnement ou l'altérant le moins possible.

### 2.4. OUTILS DE DIAGNOSTIC PROPOSES

Afin de mesurer les paramètres clés permettant de juger l'état du filtre, il a été proposé de tester un ensemble d'outils permettant d'identifier ces paramètres in situ tout en répondant aux contraintes opérationnelles.

Il s'agit du pénétromètre léger Panda, de la géoendoscopie, d'un perméamètre in situ, d'un analyseur de gaz, du résistivimètre électrique et du géoradar. Le détail de chaque outil est présenté dans les paragraphes suivants.

### 2.4.1. Mesures ponctuelles

#### 2.4.1.1. Le Panda (pénétrromètre dynamique léger à énergie variable)[Gou97]

Au service de notre problématique, cet outil nous permet de relier pour chaque type de sable la résistance de pointe à la densité sèche (Figure 40) et d'estimer la densité d'un filtre en place si la relation liant ces deux grandeurs a été préalablement établie.

Le principe de cet appareil consiste à mesurer la résistance de pointe du sol en fonction de l'enfoncement de la pointe sous l'action de l'énergie de battage (Figure 39). Il se différencie des pénétrromètres dynamiques classiques par le fait que l'énergie fournie est manuelle et variable. Ces deux différences en font un appareillage particulièrement adapté aux sites d'accès difficiles, puisque cela lui permet d'avoir un encombrement réduit (matériel portatif dans une valise ~20 kg), de pouvoir adapter l'énergie fournie en fonction du terrain rencontré (possibilité d'avoir des mesures fiables même dans des terrains de faible portance et éventuellement saturés) et enfin de pouvoir réaliser des sondages dans toutes les directions (possibilité de réaliser des sondages horizontaux ou inclinés souvent intéressants dans certains ouvrages urbains tels que les tunnels) [Zho97].

Le Panda est utilisé spécialement pour les faibles profondeurs (<6m). L'autre particularité de cet appareil par rapport aux autres pénétrromètres réside dans sa mise en œuvre rapide, la numérisation des résultats et leur visualisation sur place.

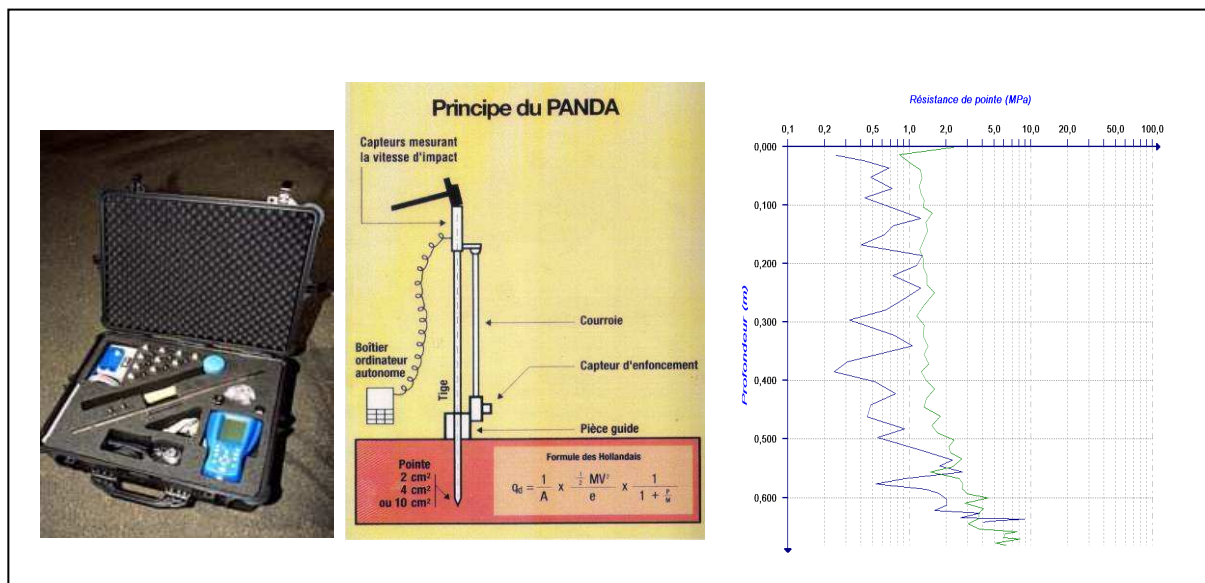
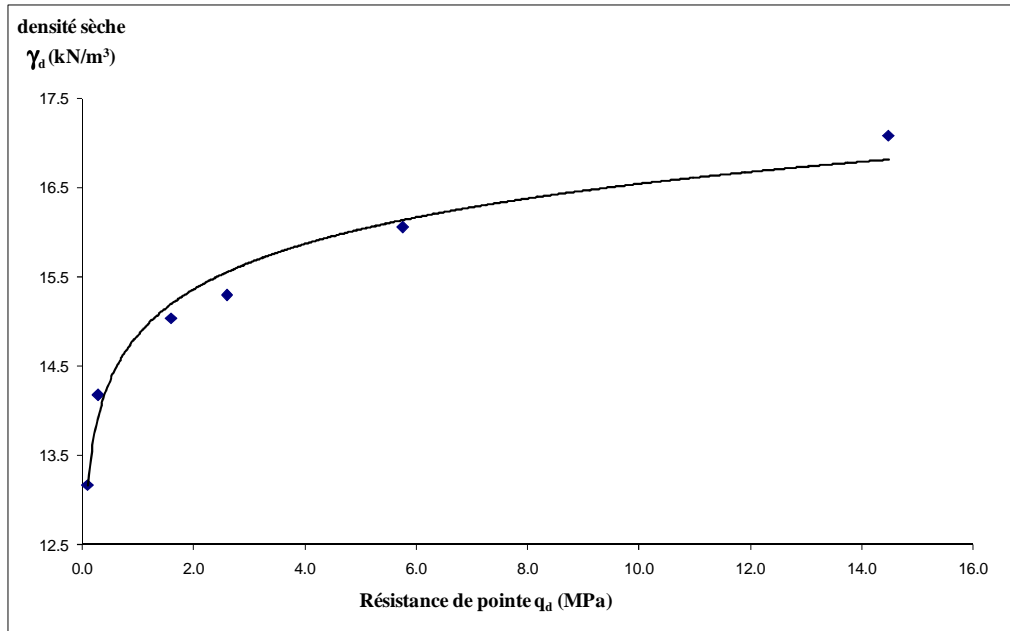


Figure 39 : Photo et schéma de principe du Panda

Dans le cadre de la thèse de Chaigneau [Cha01] sur la caractérisation des milieux granulaires de surface à l'aide du pénétrromètre Panda, une banque de données de matériaux a été proposée ; elle permet à partir de la connaissance de la classe d'un matériau, de son état hydrique pour les matériaux sensibles à l'eau et de sa résistance de pointe in situ de déterminer sa densité en place avec une bonne précision.



**Figure 40 : Exemple de relation résistance de pointe/densité sèche d'un sable**

#### 2.4.1.2. La géoendoscopie

Comme pour le pénétromètre léger cet outil, développé au sein de notre laboratoire en collaboration avec l'entreprise Sol Solution, est relativement compact, transportable manuellement et rapide de mise en œuvre. En ce qui concerne le diagnostic des filtres d'ANC, l'intérêt d'utiliser la géoendoscopie réside dans le fait de pouvoir déterminer les caractéristiques géométriques du filtre (épaisseur et identification des différents constituants), les caractéristiques physiques et morphologiques des sables composant le filtre (granulométrie, forme des particules) ainsi que la présence ou non du colmatage et de zones saturées.

Le principe de la géoendoscopie consiste à acquérir des images des parois d'un sondage à partir d'une caméra miniaturisée. Par la suite, une analyse automatique des images acquises permet de déterminer la stratigraphie, ainsi que la caractérisation partielle (estimation de la teneur en fines et de la granulométrie) des différents matériaux composant le sondage (Figure 41) [Bre99].

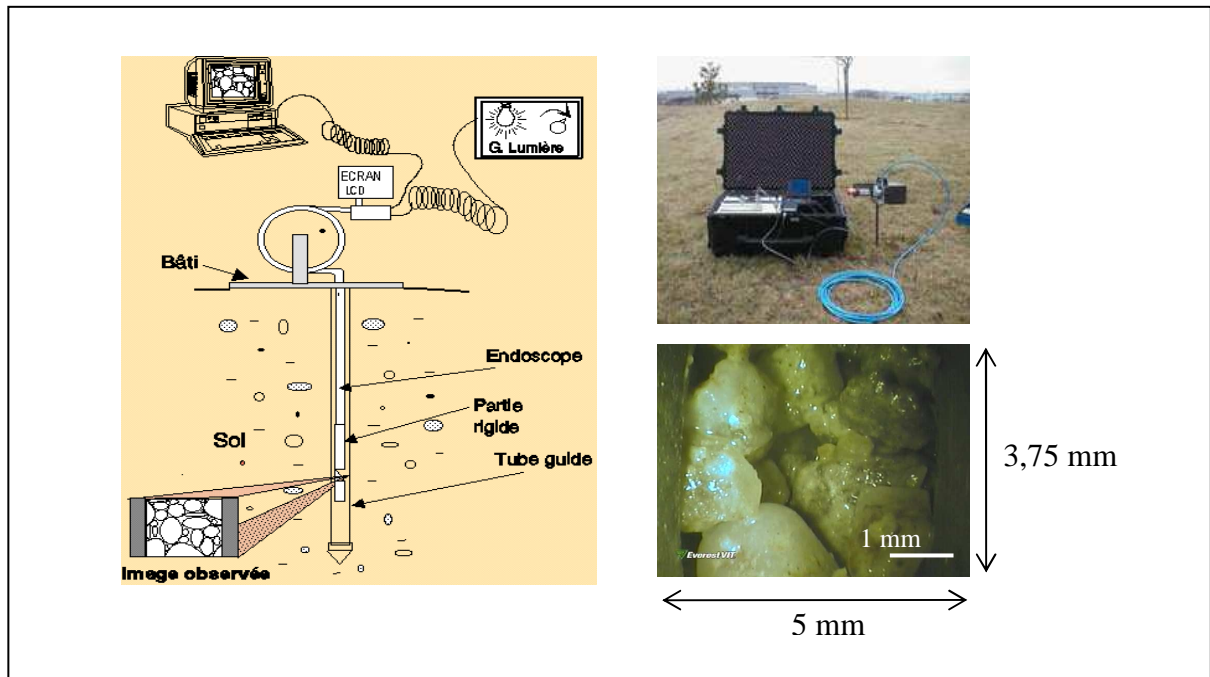


Figure 41 : Photo et schéma de principe de la géoendoscopie

La connaissance des caractéristiques physiques et morphologiques permettra, d'une part de vérifier la conformité du type de sable utilisé en place avec les normes en vigueur et d'autre part d'estimer la conductivité hydraulique en place par le couplage de ces informations avec celles issues des autres outils (densité, degré de colmatage...).

#### 2.4.1.3. Le perméamètre léger *in situ*

Cet outil a été testé dans le but de mesurer *in situ* la conductivité hydraulique des massifs filtrants d'ANC et de valider ainsi les estimations réalisées par les modèles prédictifs et les outils Panda et géoendoscopique.

Le perméamètre léger *in situ* est un appareil léger utilisable dans un forage Panda de 4 cm<sup>2</sup>. L'appareil qui est encore à l'état de prototype, est constitué d'une sonde composée de deux membranes souples gonflées à l'air de part et d'autre d'une crépine par laquelle se fait l'injection (Figure 42). Sa profondeur d'investigation se situe entre 0 et 6 mètres [Lep02].



**Figure 42 : Photos du perméamètre in situ**

En surface, une boîte de dérivation permet le contrôle du débit massique de fluide injecté dans le sol. Le système est capable de réaliser des injections d'air sous pression à charge variable pour les sols non saturés limoneux à argileux, d'eau à charge constante pour les sols saturés sableux et d'eau à charge variable pour les sols saturés limoneux à argileux. Il faut noter que le dispositif à injection d'air à charge constante n'a pas été étudié.

Lepetit [Lep02] a réalisé une étude théorique appuyée par des essais de calibration en laboratoire sur argile, limon et sable. Cette étude a mis en évidence les plages de fonctionnement suivantes pour  $k_s$  (Tableau 31).

	Eau à charge variable	Eau à charge constante	Air à charge variable
$k_s$ (m/s)	$10^{-9} - 10^{-6}$	$10^{-6} - 10^{-4}$	$10^{-9} - 10^{-7}$

**Tableau 31 : Gamme de fonctionnement du perméamètre léger in situ**

#### 2.4.1.4. La sonde de résistivité locale

Cet appareil a été testé dans le but de déterminer sa capacité à estimer l'état hydrique local d'un filtre ou la présence de biomasse et/ou de colmatage et de comparer ces valeurs avec celles obtenues par la résistivité globale afin de détecter les zones les plus chargées.

Le principe de mesure de la résistivité électrique dans le sol consiste à injecter un courant continu  $I$  à très basse fréquence, entre deux électrodes  $C_1$  et  $C_2$  et la tension  $\Delta V$  résultant du passage entre ces deux électrodes est mesurée par deux autres électrodes de potentiel  $P_1$  et  $P_2$  [Rey05].

En pratique, une mesure de résistivité électrique du sol nécessite 4 électrodes (Figure 43) reliées à un générateur ; deux des électrodes, dites de courant ( $C_1$ ,  $C_2$ ), font circuler dans le sol un courant continu d'intensité fixée et contrôlée par un ampèremètre. La différence de potentiel induite dans le sol par la circulation de ce courant est mesurée par un voltmètre relié aux deux électrodes dites de potentiel ( $P_1$ ,  $P_2$ ). L'ensemble (ampèremètre + voltmètre, éventuellement générateur de courant) est appelé résistivimètre.



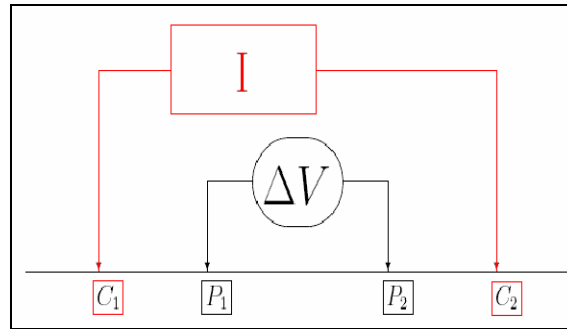


Figure 43 : Schéma de principe du résistivimètre

La valeur obtenue de la résistivité apparente dépend, d'une part, des différentes résistivités vraies contenues dans un certain volume en dessous des électrodes et d'autre part, de la configuration même de celui-ci [Rey05].

La sonde de résistivité électrique EC (Electrical Conductivity), développée par Eijkelkamp (entreprise néerlandaise spécialisée dans le développement d'équipements pour l'environnement et la recherche agricole), est un appareil portable rapide à mettre en œuvre. Elle est conçue initialement pour déterminer la salinité des sols agricoles électriquement.

La conductivité électrique mesurée dépend de la structure et la texture du sol, ainsi que de la teneur en eau et de la salinité de l'eau contenue dans le sol. Elle peut être employée pour effectuer plusieurs mesures comparatives dans plusieurs endroits sur une période très courte.

La sonde EC est composée d'une barre cylindrique en acier inoxydable de 1 m de longueur, graduée du bas vers le haut tous les 10 cm (Figure 44). Cette barre est équipée d'une poignée à une extrémité et d'un système émetteur/récepteur (4 électrodes séparées par des anneaux d'isolation) à l'autre extrémité.

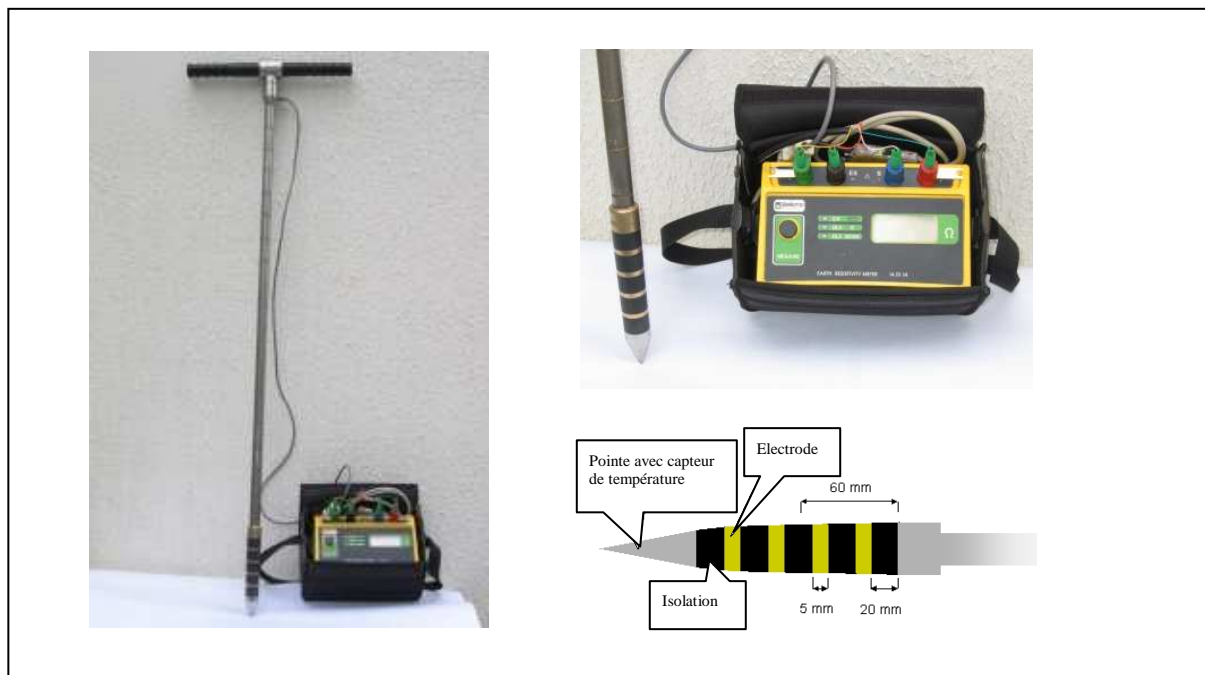


Figure 44 : Sonde de résistivité électrique locale

Pour faciliter des mesures avec la sonde EC, un contact approprié des électrodes avec le sol environnant est nécessaire. Pour établir ce contact, une foreuse (tarière) est fournie avec l'appareil afin de réaliser un trou pilote à la profondeur désirée. Dans notre cas, le trou est réalisé avec le Panda avec une pointe de 4 cm<sup>2</sup>. Ceci permet de coupler les mesures du Panda, de géoendoscopie et de résistivité électrique.

Pour chaque mesure de résistivité faite avec la sonde EC, on doit mesurer la température afin de permettre la calibration de la résistivité électrique. Pour cela l'extrémité de la sonde est équipée d'une pointe qui permet à la fois de faciliter la pénétration de la barre dans le sol et de mesurer la température.

La mesure de température permet de corriger la valeur de la résistivité électrique mesurée, par l'introduction d'un coefficient de température. Ce dernier est pris en compte lors du calcul de la conductivité électrique.

Les principales caractéristiques de l'appareil sont :

- gamme de mesure de la résistivité : 0 – 2000 Ohm
- résolution : 0,01 Ohm
- précision :  $\pm 2\%$  de la valeur lue

#### 2.4.1.5. Analyseur de gaz

Cet appareil a été testé parce que l'activité biologique au sein du massif est influencée à la fois par la consommation en oxygène et les transferts de fluides dont les gaz. Les mesures de gaz peuvent donc avoir un intérêt évident pour déterminer si les conditions de bon fonctionnement au sein d'un filtre sont réunies et sur une éventuelle détermination de l'ampleur d'un colmatage.

L'analyseur de gaz DrägerSensor XS est un appareil conçu à l'origine dans une optique de détection pour les personnes travaillant en milieux à risques (explosion, intoxication). La teneur en oxygène (O<sub>2</sub>) est déterminée par mesure électrochimique, celle du dioxyde de carbone (CO<sub>2</sub>) par infra rouge et celle de méthane (CH<sub>4</sub>) par des mesures catalytiques.



Figure 45 : Analyseur de gaz DrägerSensor XS relié à une sonde fixe lors d'une mesure sur filtres

L'appareil fonctionne par aspiration d'air. Pour les mesures in situ, l'appareil est relié à une sonde que l'on enfonce dans le massif. On détermine ainsi la composition de la phase gazeuse présente dans la porosité du sol à des profondeurs variables jusqu'à 1m (Figure 45).

## 2.4.2. Mesures globales

### 2.4.2.1. Mesure de résistivité globale

La mesure de résistivité électrique globale ou la tomographie électrique est une technique d'acquisition qui vise à déterminer un profil de la résistivité du sol selon un plan vertical (2D) ou dans un volume de sol (3D) et permet donc d'avoir une image globale de la teneur en eau ou d'humidité. Cette méthode d'investigation consiste à réaliser une série de mesures individuelles grâce à des électrodes métalliques enfoncées dans le sol, généralement le long d'un profil (2D). L'interrogation est réalisée par quadripôle en augmentant régulièrement la distance entre les électrodes. Les valeurs de résistivité apparente obtenues pour chacun des quadripôles de mesure sont reportées dans un plan vertical appelé pseudo-section (Figure 46) [Rey05].

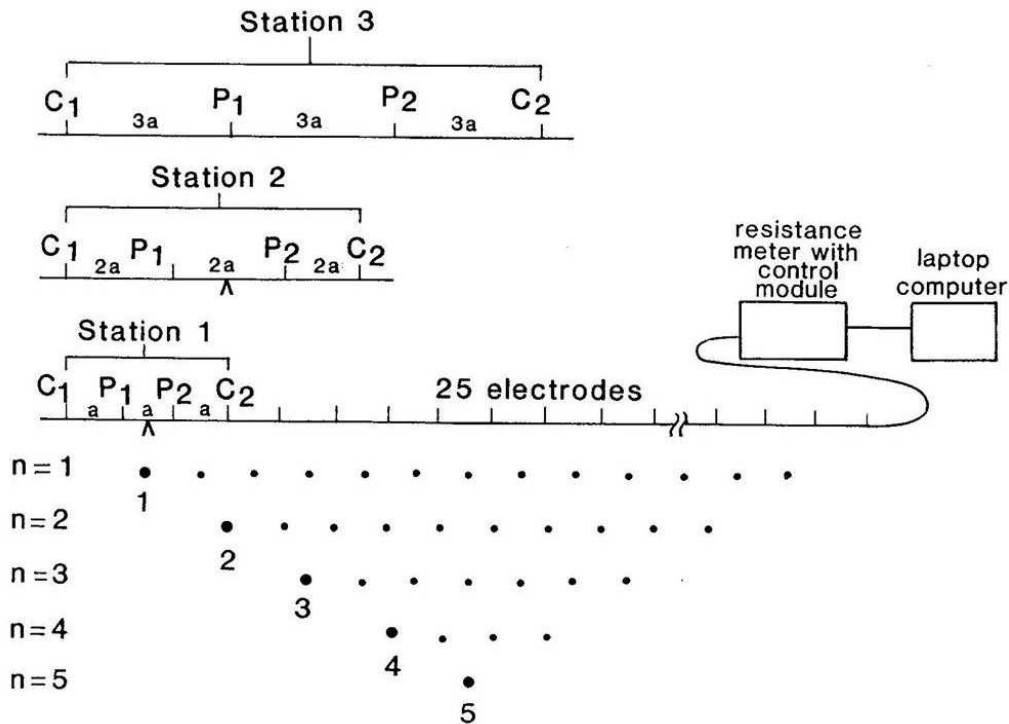


Figure 46 : Principe de la tomographie électrique (profil de résistivité globale)

L'appareil utilisé dans notre étude est le Syscal Pro. Il possède un système de commutation interne permettant de piloter 48 électrodes (2 flûtes de 24 électrodes) et une source de 250 W maximum. Le courant de sortie est automatiquement ajusté afin d'optimiser les valeurs de tension d'entrée et d'assurer une meilleure qualité de mesure. En sortie, on peut obtenir une tension maximale de  $\pm 400$  V et une intensité maximale de 1,2 A.

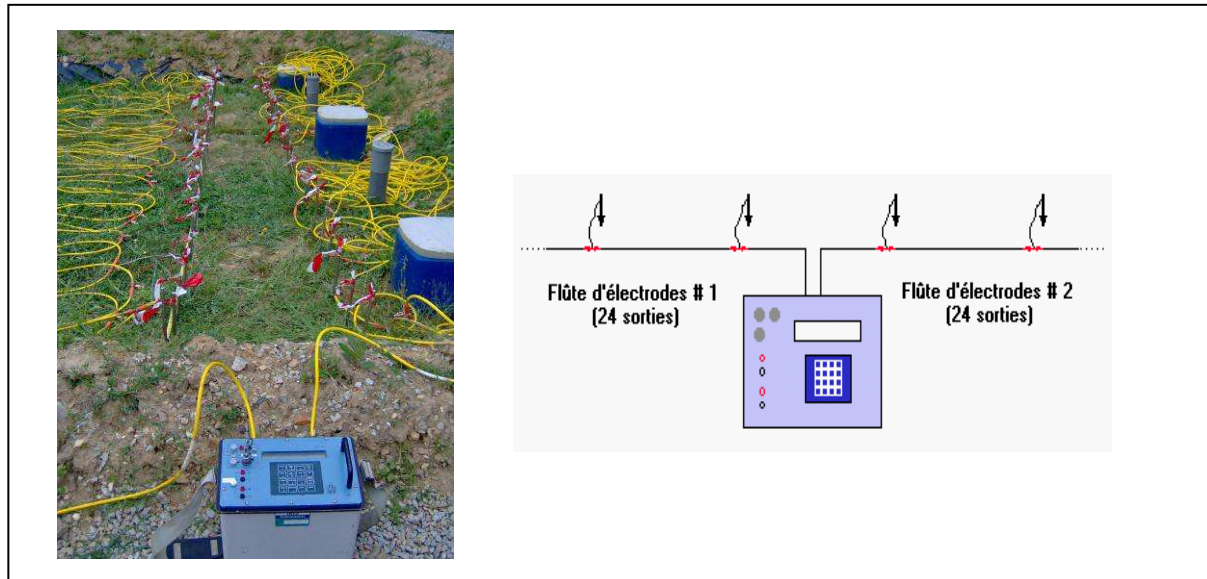


Figure 47 : Photo et schéma d'interrogation du Syscal Pro

L'intérêt de ce type d'appareil est de pouvoir réaliser des pseudo-sections (coupes de terrain) des variations de la résistivité apparente en fonction de la profondeur, le long d'un profil, sans destruction du milieu. Les électrodes sont placées à la surface du sol (Figure 47) à un écartement permettant un maillage correct de la section. Un exemple de profil de résistivités est présenté Figure 48.

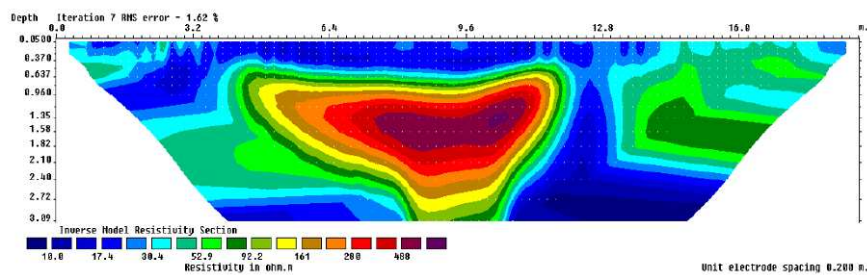


Figure 48 : Profil de résistivité ( $\Omega.m$ )

Dans le cadre de notre étude, cet appareil a été testé dans le but de localiser le filtre et de représenter l'hétérogénéité de ce dernier en terme de résistance électrique et donc, dans une certaine mesure, en terme d'humidité afin de guider l'implantation des essais ponctuels.

#### 2.4.2.2. Le géoradar

Le géoradar "voit" les contrastes de permittivité diélectrique, c'est-à-dire les interfaces entre milieux (naturels ou artificiels) de teneur en eau différente ; cette méthode est donc très sensible à la teneur en eau.

Le principe du géoradar est basé sur la propagation des ondes électromagnétiques. Il exploite la propagation des ondes de hautes fréquences allant de 1 à 1000 MHz (ordre de grandeur de celles de la télévision et des téléphones cellulaires) [Rey05].

Une impulsion est émise vers le sol, progresse dans le sol, est réfléchi sur des interfaces et revient vers la surface où elle est captée. La durée du trajet permet, en estimant la vitesse, de déterminer la profondeur du réflecteur.

Pour qu'un réflecteur géoradar existe, il faut une variation de la "constante diélectrique", c'est-à-dire pour les sols une différence de teneur en eau.

Le dispositif utilisé dans notre étude est le système RAMAC élaboré par Malå (Figure 49). Il est composé principalement d'une antenne électronique blindée et d'un codeur à roue. Il permet d'effectuer des mesures dans un environnement urbain et/ou non urbain où il peut y avoir présence d'objets tels des câbles électriques, des clôtures...

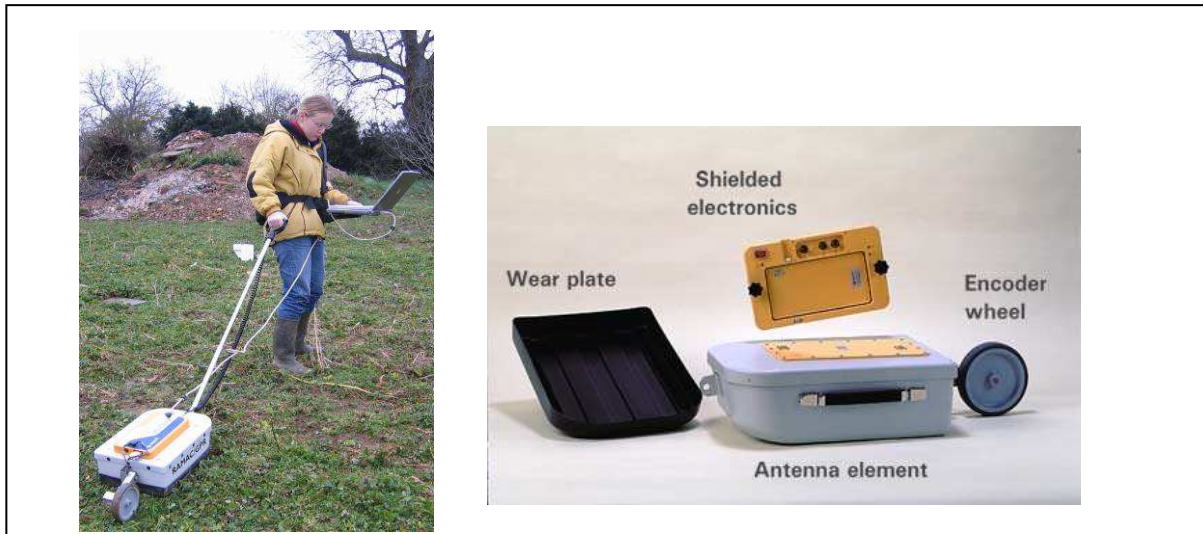


Figure 49 : Système RAMAC (Géoradar)

Ce système utilise l'acquisition en CMP (Common Mid-Point). Le CMP consiste à écarter le transmetteur et le récepteur à un pas régulier autour d'un point fixe. En ce même point, on a alors la variation de la vitesse en profondeur (Figure 50).

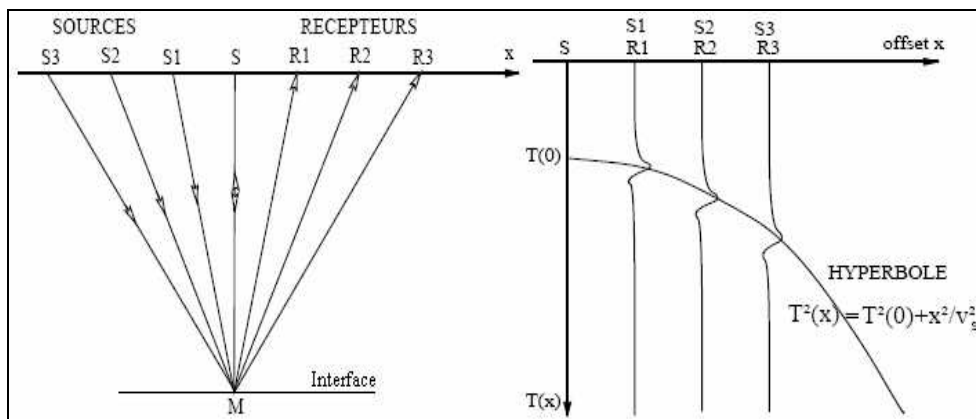


Figure 50 : Acquisition Géoradar en CMP

Cet appareil a été testé dans la même logique que celle de la résistivité électrique, c'est-à-dire pour localiser le filtre et de représenter son hétérogénéité en terme d'humidité afin de

fournir une cartographie générale des zones les plus et les moins chargées. Son intérêt réside dans sa rapidité de mise en œuvre et de mise à disposition des mesures.

## **2.5. CONCLUSION**

Ces différents outils ont été choisis pour leur capacité à apporter des informations sur les caractéristiques d'un ouvrage d'ANC mais aussi pour leur complémentarité et leur adaptation au contexte particulier de ces ouvrages.



## **CHAPITRE 3 : EVALUATION ET VALIDATION DES OUTILS DE DIAGNOSTIC : RESULTATS ET DISCUSSION**

Avant de pouvoir mettre en place et définir une méthodologie de diagnostic opérationnelle, l'objectif ici est de tester les outils de diagnostic en laboratoire et in situ, étudier leur précision et leur pertinence à la mesure des paramètres descriptifs de l'état du filtre, leur sensibilité et leur adéquation aux conditions de site.

### **3.1. DEMARCHE ET PLAN D'EXPERIENCE**

Cette étude expérimentale réalisée en laboratoire a pour objectifs principaux de :

- calibrer les outils nécessitant un calage (courbes de calibration pour estimer la densité en place, calibration de la résistivité et de la mesure du colmatage...)
- préciser la pertinence, l'efficacité et la sensibilité des outils de mesure à caractériser les sables colonisés et non colonisés,
- étudier les paramètres influençant l'évolution de la colonisation par la biomasse en fonction du temps (type de sable, mise en œuvre) afin d'estimer la durée de vie.

En ce qui concerne les mesures par géoradar, résistivité électrique globale et les mesures de gaz, ces outils ont été principalement étudiés par le Cemagref. Nous fournirons donc dans ce chapitre, uniquement les principaux résultats obtenus avec ces outils sans présenter précisément les différents travaux et expérimentations menés. Pour cela, le lecteur intéressé peut se reporter aux rapports [Man06], [Val07] et aux travaux de thèse de Laurence Rolland.

En ce qui concerne, l'étude des outils de caractérisation physique, mécanique et hydraulique nous avons réalisé 4 études expérimentales :

1. Caractérisation des trois sables de référence (roulé Lafarge, roulé et concassé Sograp) en utilisant les trois outils que sont le Panda, la géoendoscopie et le perméamètre in situ.
2. Calibration de la sonde de résistivité locale pour tenter de discerner différents états de développement de la biomasse au sein d'un sol ou d'estimer la teneur en eau d'une zone de filtre.
3. Test sur des colonnes alimentées par un effluent reconstitué de la pertinence et de la sensibilité des outils Panda, géoendoscopie, perméamètre léger, sonde de résistivité électrique locale et analyseur de gaz à repérer les modifications des caractéristiques du milieu (densité, développement de la biomasse, conductivité hydraulique, degré de saturation, activité biochimique).
4. Evaluation de la pertinence de la géoendoscopie à repérer l'évolution et le développement de la biomasse au sein d'un filtre.

Il faut signaler en outre qu'une étude expérimentale de calibration de la résistivité globale sur colonnes est en cours de réalisation au Cemagref.

### **3.2. CALIBRATION, VALIDATION ET ETUDE DE LA SENSIBILITE DES OUTILS DE CARACTERISATION DES SABLES**

Il s'agit ici d'étudier la pertinence et la sensibilité des outils proposés (Panda, géoendoscopie, perméamètre léger) pour caractériser les propriétés physiques, mécaniques et hydrauliques des sables des filtres d'ANC et mettre en place une calibration pour les outils lorsque cela est nécessaire.

#### **3.2.1. Protocole expérimental**

Pour chaque sable de référence, la démarche consiste à réaliser une batterie d'essais (Panda, géoendoscopie et perméabilité léger) au sein de moules pour différents états de densité homogène à teneur en eau contrôlée.

##### *a) Préparation des moules*

Chaque moule d'essai est réalisé en compactant le sable en 2 couches homogènes de teneur en eau connue au moyen d'un vérin hydraulique (compactage statique). Ce procédé permet d'obtenir de façon homogène n'importe quelle densité sèche comprise entre l'état foisonné du sable et 110% de la densité OPN ; les moules ont un diamètre intérieur de 37,4 cm et une hauteur de 80,6 cm.

Pour chaque sable, on réalise cinq moules de densité sèche différente ; le choix de ces dernières est fonction :

- des densités sèches minimale et maximale,
- de la densité sèche à l'optimum Proctor normal (OPN) du matériau,
- de manière générale, les densités sèches visées correspondent aux densités de 90, 95, 100, 105 et 110% de la densité OPN (15 moules).

##### *b) Les essais effectués*

Une fois le moule préparé, on procède à l'exécution des essais. Afin d'obtenir des valeurs moyennes des mesures réalisées, le nombre d'essais réalisés par moule pour chaque sable est le suivant :

- 3 essais Panda avec une pointe de 2 ou 4 cm<sup>2</sup> selon le cas,
- 1 essai géoendoscopique,
- 3 points de mesure de perméamètre léger (au moyen du perméamètre léger) sur des hauteurs différentes dans le même sondage.



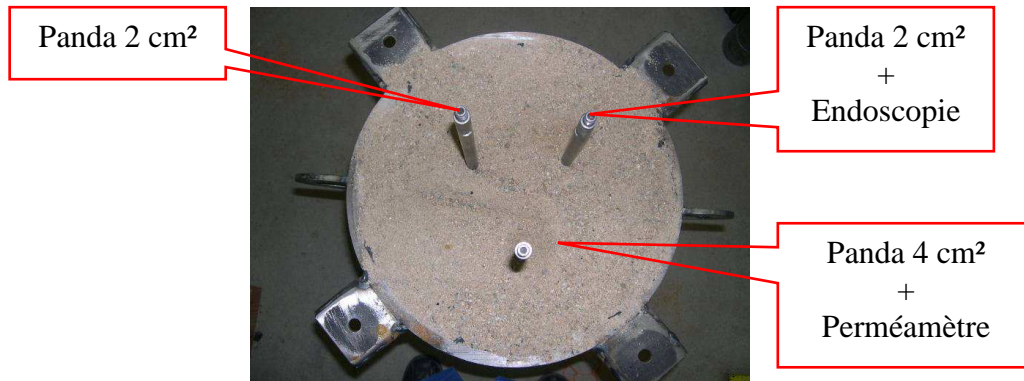


Figure 51: Dispositions des essais Panda dans les moules LGC



Figure 52: Dispositif de préparation des essais et des moules

### 3.2.2. Résultats et analyses

#### 3.2.2.1. Validation et calibration des essais pénétrométriques

Des études sur les pénétromètres dynamiques ont montré l'extrême sensibilité de la résistance de pointe ( $q_d$ ) mesurée par le pénétromètre au poids volumique sec (densité  $\gamma_d$ ), à la nature du sable et à l'état hydrique lorsque celui-ci est sensible à l'eau [Cha01].

Par conséquent, en connaissance de la nature du matériau et de son état hydrique, les mesures de la résistance de pointe renseignent totalement sur l'état de densité. Pour les matériaux insensibles à l'eau, la résistance de pointe  $q_d$  est donc directement liée à une variation de la densité sèche  $\gamma_d = f(q_d)$ . C'est pourquoi, nous avons établi pour chaque sable de référence, la relation liant cette densité à la résistance de pointe  $q_d$ . L'objectif était d'obtenir des courbes de calibration adaptées aux sables utilisés en ANC afin de pouvoir à partir de la mesure de la résistance in situ estimer leur densité en place.

#### a) Validation

La Figure 53 fournit les résultats de 3 sondages Panda effectués au sein d'un même moule. L'allure de ces courbes permet de confirmer la qualité du protocole utilisé tant sur le

plan de l'homogénéité de la densité que sur le plan de la répétitivité et de l'indépendance des 3 essais pénétrométriques au sein des moules. Des résultats similaires ont été obtenus pour l'ensemble des moules testés.

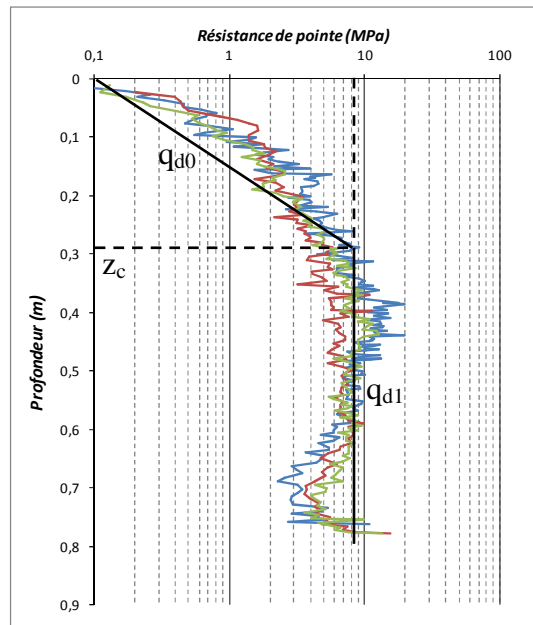
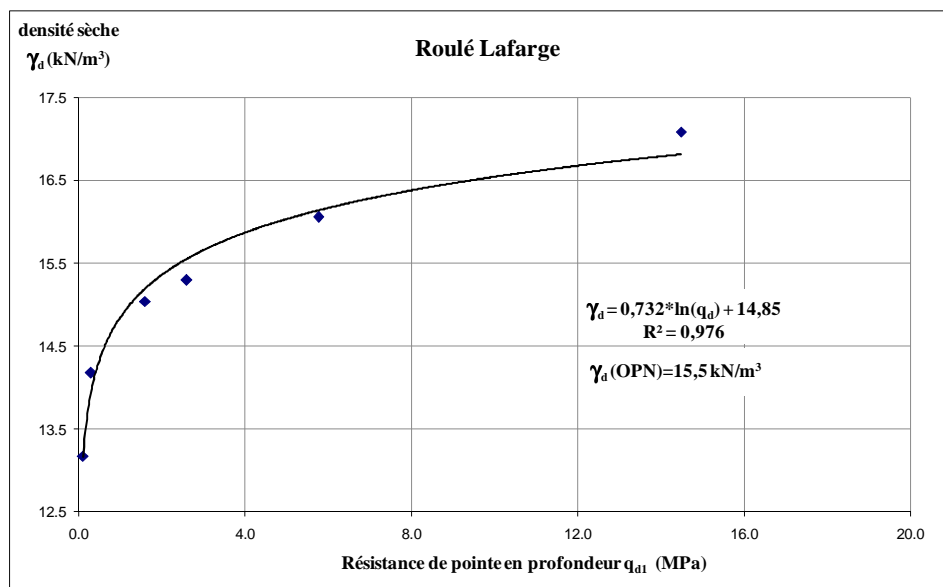
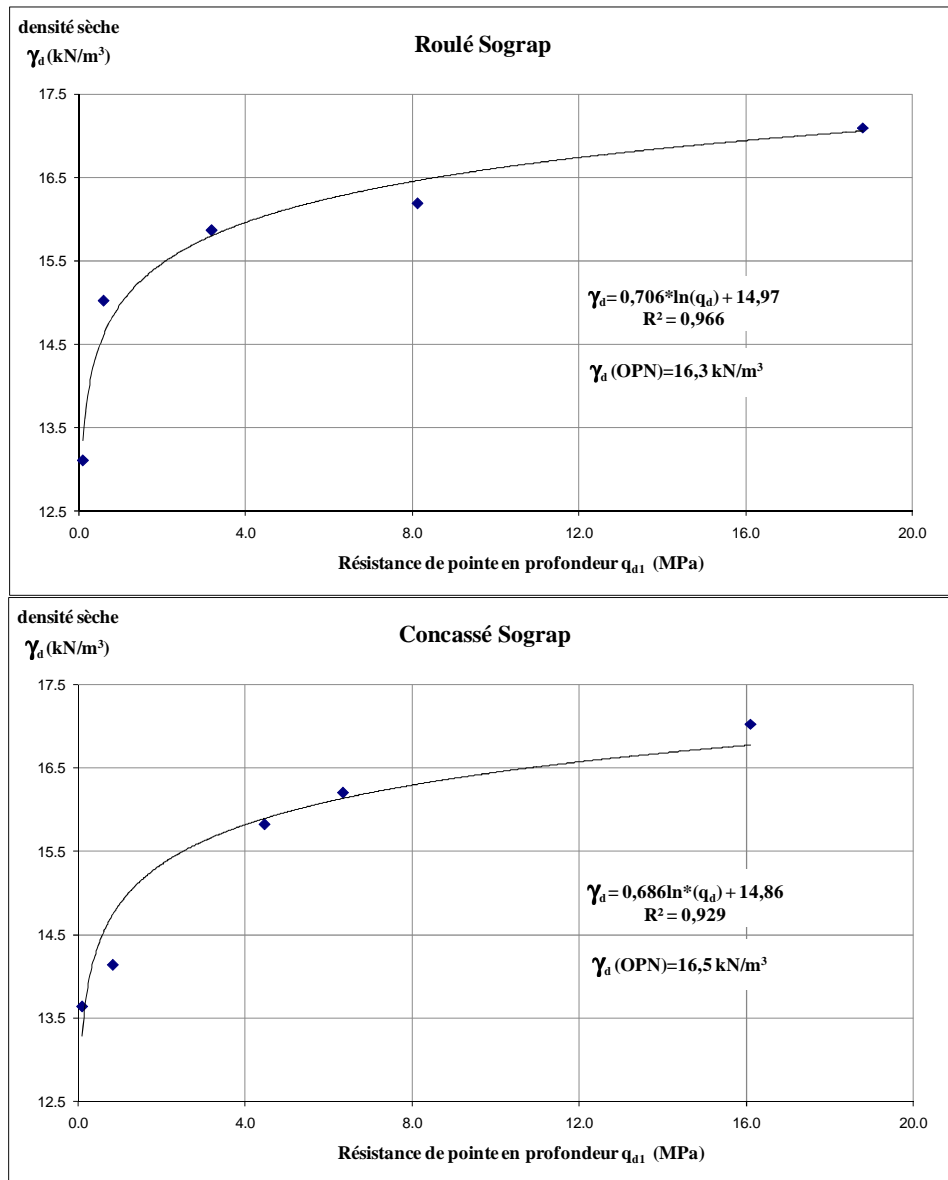


Figure 53 : Résultats des 3 sondages Panda au sein d'un même moule

*b) Calibration*

A partir des pénétrogrammes, nous avons pu établir les courbes de calibration, relations de forme logarithmique liant la résistance à la densité sèche (Figure 54).





**Figure 54 : Relation résistance de pointe/ densité sèche obtenues pour les 3 sables de référence**

Les courbes de calibration pour les trois sables sont légèrement différentes. On constate que le R-Lafarge possède une résistance mécanique inférieure à celles des deux autres une densité similaire. Ceci est expliqué par sa texture grossière et relativement homogène ( $C_u$  faible) ce qui facilite l'enfoncement de la pointe dans le milieu.

Concernant les roulé et concassé Sograp, on ne constate pas d'effet important de la forme des particules sur la résistance mécanique et ce quel que soit le niveau de compacité.

### 3.2.2.2. Validation des essais géoendoscopiques

L'objectif de cette étude est de valider la technique de la géoendoscopie en vue de caractériser la granulométrie en place des sables d'ANC.

Les courbes granulométriques moyennes obtenues par analyse d'images acquises au sein de 3 sondages différents pour les sables de référence, sont présentées Figure 55. On voit

que les courbes obtenues par analyse d'images sont très proches de celles réalisées par tamisage pour les trois sables de références. Néanmoins on constate un écart massique dans le cas du sable R-Lafarge pour les tailles de particules comprises entre 1 et 3 mm.

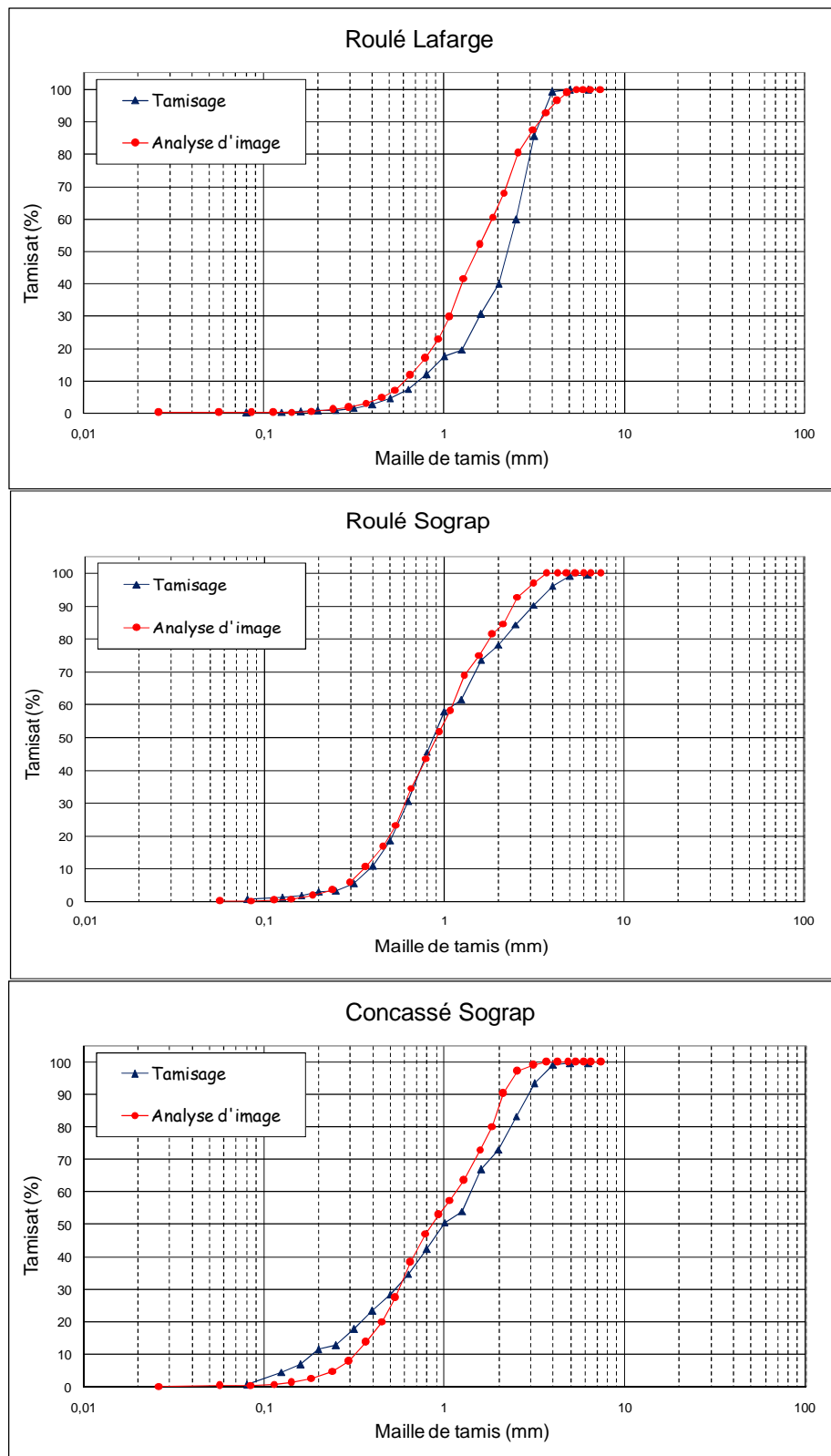


Figure 55 : Distribution granulométrique par tamisage et par analyse d'image des sables de référence

Sables	D <sub>max</sub> (mm)		<0,08mm (%)		d <sub>10</sub> (mm)		d <sub>60</sub> (mm)		C <sub>u</sub>	
	T	A	T	A	T	A	T	A	T	A
R-Lafarge	5	5	<1	<1	0,73	0,67	2,50	1,90	3,43	2,84
R-Sograp	5	3,9	<1	<1	0,39	0,36	1,15	1,05	2,96	2,90
C-Sograp	4	3,9	<1	<1	0,20	0,30	1,38	1,04	6,82	3,49

T : par tamisage, A : par analyse d'images

**Tableau 32 : Comparaison entre les caractéristiques granulométriques obtenues par tamisage et analyse d'images**

Le Tableau 32 montre que les caractéristiques granulométriques obtenues par analyse d'image sont très proches de celles obtenues par tamisage notamment le d<sub>10</sub> des sables R-Lafarge et R-Sograp (écart relatif <10%). En revanche pour le C-Sograp, l'écart relatif est beaucoup plus fort (autour de 50% par rapport au d<sub>10</sub> obtenues par tamisage). Cela peut s'expliquer par l'influence différente de la forme angulaire des particules sur le résultat d'analyse par tamisage (tamis de maille carrée) et sur celui de l'analyse d'image (traitement statistique). Concernant le d<sub>60</sub>, les écarts relatifs sont plus importants surtout pour le R-Lafarge et le C-Sograp (27 et 28% respectivement).

### 3.2.2.3. Validation des essais de perméamètre en place

Afin d'évaluer la pertinence de la mesure de la conductivité hydraulique au moyen du perméamètre léger in situ et d'évaluer l'influence de l'état de densité du sable sur les valeurs de celle-ci, nous avons réalisé trois essais de perméabilité au sein d'un même sondage Panda et sur trois hauteurs différentes (2 en profondeur et 1 en surface), pour chaque état de densité testé. Nous avons ensuite comparé les résultats obtenus avec ceux de Darcy (Figure 57).

Il est préconisé dans le cas des moules (milieu non saturé et sables avec des k<sub>s</sub> relativement fortes), d'utiliser l'injection de l'air à charge constante à la place de l'eau afin d'éviter les problèmes de la variation du degré de saturation qui influencent fortement le k<sub>s</sub>. Le dispositif de mesure par injection d'air à charge constante n'ayant été ni testé, ni mis en place, il a été décidé de mener les essais par injection de l'eau à charge constante car c'est le cas de figure le plus proche de la gamme de k<sub>s</sub> des 3 sables de référence [10<sup>-4</sup> ; 10<sup>-2</sup>] (m/s). Il est rappelé ici que la gamme des mesures de k<sub>s</sub> par injection d'eau à charge constante va de 10<sup>-6</sup> à 10<sup>-4</sup> m/s, ce qui fait qu'on se situe à la limite de mesure de l'appareil.

#### a) Saturation autour des points de mesure

Afin de mesurer la conductivité hydraulique en condition saturée on a essayé dans un premier temps d'établir les conditions de saturation localisée autour du point de mesure avant d'entamer les mesures avec le perméamètre. On a considéré pour le calcul de k<sub>s</sub> que la nappe d'eau est située au niveau de l'injection.

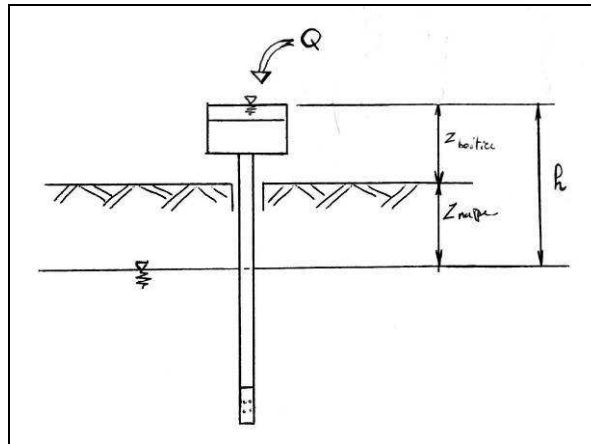


Figure 56 : Principe d'injection d'eau à charge constante avec le perméamètre in situ

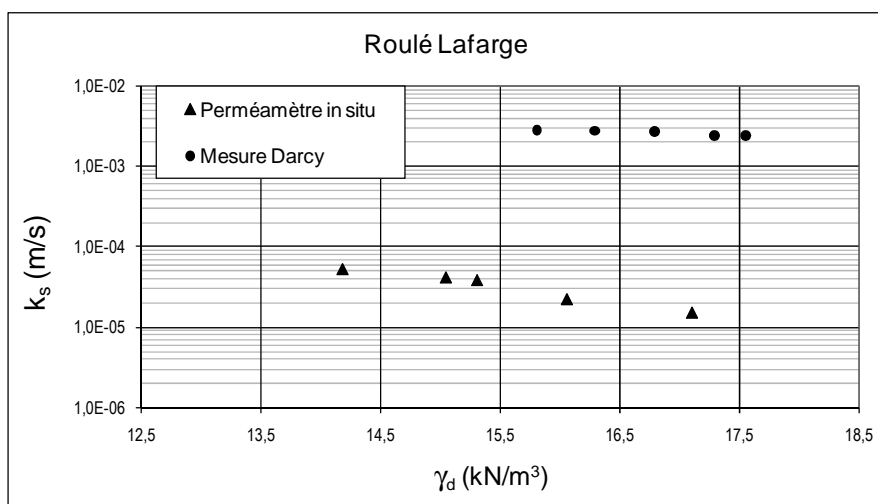
La formule utilisée pour le calcul de  $k_s$  est la suivante :

$$k_s = 4,42 \times \frac{Q}{h} \quad \text{Équation 86}$$

Q : débit en  $\text{m}^3/\text{s}$ ,  
 h : charge hydraulique en m.

**b) Résultats**

Les résultats issus de ces essais ainsi que les résultats des essais Darcy sont présentés Figure 57. Il faut préciser que les  $k_s$  mesurées en surface n'ont pas été prises en compte dans le calcul de  $k_s$  moyen en raison des déformations de la surface du sable constatées lors du gonflage des membranes de la sonde au cours des essais, ces déformations entraînant des modifications de la structure du milieu et par conséquent une variation de la densité et de la conductivité hydraulique locale.



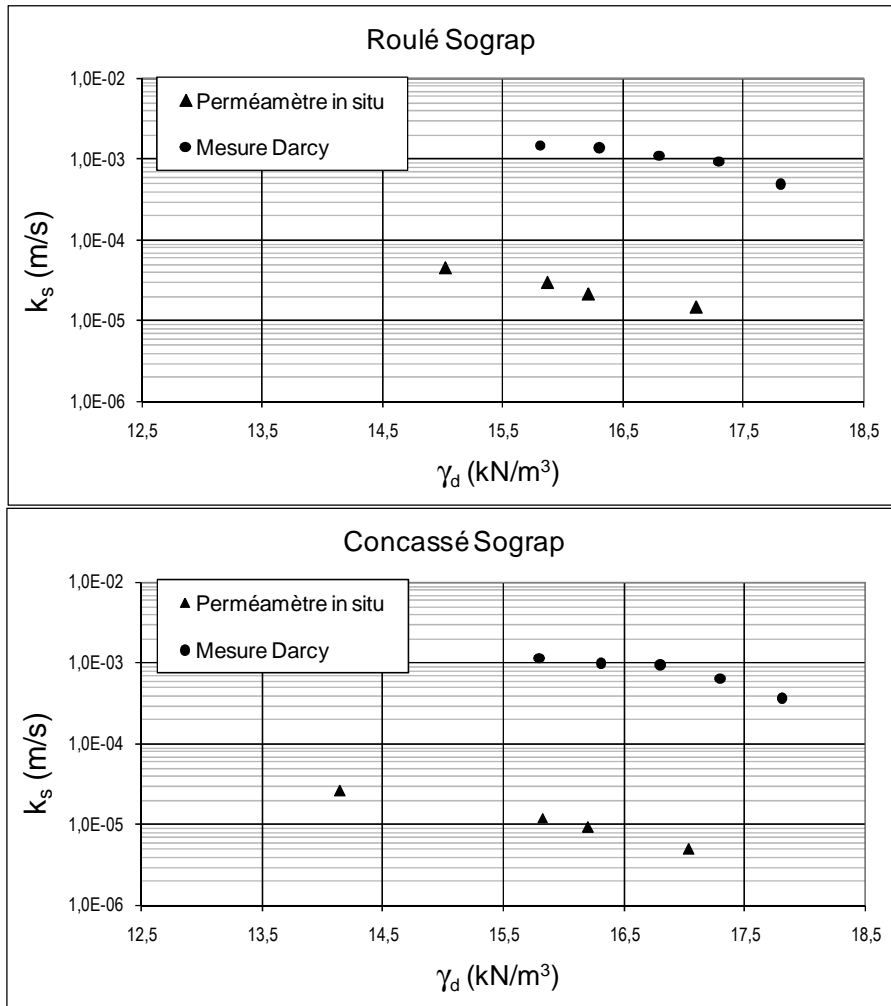


Figure 57 : Comparaison entre les conductivités hydrauliques  $k_s$  obtenues par le perméamètre in situ et celles mesurées par l'essai Darcy

On remarque qu'il existe un rapport de l'ordre de  $10^{-2}$  entre les valeurs de  $k_s$  obtenues par le perméamètre léger in situ et celles obtenues par l'essai Darcy. Ceci peut être expliqué par le fait de considérer dans le calcul de  $k_s$  que le milieu est saturé et que la nappe est située au niveau du point d'injection. Il apparaît, vu les faibles  $k_s$  obtenues, que le milieu n'est pas saturé et que la succion a diminuée la valeur de  $k_s$  mesurée.

Concernant l'influence de l'état de densité sur  $k_s$ , les résultats montrent sa diminution avec l'augmentation de la densité comme dans le cas de l'essai Darcy.

### 3.2.3. Synthèse

Dans cette première étude expérimentale nous n'avons pas validé tous les outils proposés pour estimer les paramètres nécessaires à l'estimation de la conductivité hydraulique du filtre en place.

Nous avons défini des courbes de calibration qui permettront d'estimer à partir d'une mesure de la résistance de pointe au pénétromètre la densité en place des sables filtrants. De plus, nous avons validé les mesures effectuées par les 2 autres outils (géoendoscopie et perméamètre léger) sur les 3 sables de références et pour différents états de densité de ceux-ci.

En ce qui concerne, les mesures géoendoscopiques les résultats obtenus sur les 3 sables de références montrent que l'on pourra obtenir une bonne approximation de leur caractéristiques granulométriques in situ.

Concernant l'évaluation de  $k_s$  in situ, les résultats d'essais réalisés sur les moules en laboratoire ont montré des écarts importants par rapport aux résultats des essais Darcy ce qui ne permet pas de valider le perméamètre léger in situ. Par ailleurs, des essais sur colonnes au Cemagref ont confirmés ces conclusions (Cf. Annexe 3).

### 3.3. ETUDE DE CALIBRATION DE LA SONDE DE RESISTIVITE ELECTRIQUE SUR COLONNES

Ce paragraphe traite des travaux effectués sur la résistivité électrique mesurée par la sonde de résistivité locale. Nous avons réalisé une étude expérimentale dans le but de mettre en évidence une relation entre résistivité électrique et état de saturation du milieu et voir si une calibration de la sonde sur des matériaux d'ANC pourrait permettre d'estimer le niveau de saturation au sein des filtres.

Pour cela nous avons étudié l'évolution de la résistivité électrique avec différentes teneurs en eau et avec différents fluides (eau usée et eau claire) sur les trois matériaux de référence.

La résistivité d'un sol dépend essentiellement de sa texture, des minéraux et des sels dissous qu'il peut contenir. Dans la littérature [Rey05], l'ordre de grandeur de la résistivité électrique des sols diffère selon les auteurs mais également selon l'appareil de mesure utilisé pour la quantifier. Le Tableau 33 présente l'ordre de grandeur caractéristique de certains sols.

Type de sol	Résistivité électrique à 25°C ( $\Omega.m$ )
Gravier	400 – 2000
Sable	100 – 5000
Limon	20 – 100
Argile limoneuse	30 – 50
Argile	5 – 20

Tableau 33 : Ordre de grandeur de la résistivité électrique de certains sols [Rey05]

Des travaux [Dan99], [Tur06] ont montré la forte dépendance entre la résistivité électrique et les variables intrinsèques des sols aussi bien physiques que chimiques. Si la teneur en eau ou le degré de saturation, la salinité du fluide interstitiel et la porosité sont considérées comme les principales sources d'influence pour certains auteurs [Rho76], d'autres montrent de fortes corrélations avec la texture (minéralogie, granulométrie, forme des particules) [Fuk99], la structure interne (distribution des dimensions des pores) [Has96] ou encore la profondeur et le type de substrat [Dab95]. La résistivité électrique dépend soit d'une variable intrinsèque si elle est prédominante dans le milieu prospecté, soit d'un groupe de variables au sein duquel des interactions très complexes existent.

Dans cette étude expérimentale nous allons évaluer essentiellement l'influence de trois paramètres sur la résistivité électrique mesurée par notre sonde à savoir : la texture et la forme, la porosité (variation de la densité sèche) et la nature du fluide (eau claire, eau usée).



### 3.3.1. Protocole expérimental

Les mesures de résistivité électrique ont été effectuées au moyen de la sonde de résistivité locale.

#### 3.3.1.1. Influence du volume des moules

Le sable est mis en place dans un moule en PVC de 37,5 cm de diamètre, sur une hauteur de 25 cm à une densité donnée. Le choix de ce moule a été justifié par des mesures préalables de la résistivité électrique de l'eau dans des moules de différents volumes, afin d'apprécier l'influence du volume de l'échantillon testé sur les mesures [Bou07]. Les résultats sont présentés Tableau 34 ci après.

Résistivité à 25°C (Ohm.m)	Volume 1 $\phi=37,5\text{cm}$ $h=80\text{cm}$	Volume 2 $\phi= 25\text{cm}$ $h = 27\text{cm}$	Volume 3 $\phi = 16\text{cm}$ $h = 32\text{cm}$	Volume 4 $\phi = 10\text{cm}$ $h = 32\text{cm}$
Eau claire	29,4	30,0	32,1	41,8

**Tableau 34: Influence du volume de l'échantillon sur la résistivité électrique**

La résistivité est peu influencée par les trois premiers volumes, elle augmente légèrement pour le plus petit volume de l'échantillon. Nous avons donc choisi le volume 1.

#### 3.3.1.2. Eau claire – eau usée

En utilisant le volume 1 (Figure 58), nous avons mesuré la résistivité électrique des trois sables de référence pour différentes densités et différents degrés de saturation en utilisant de l'eau claire et de l'eau usée. Les valeurs de densité retenues sont : 14, 15 et 16 kN/m<sup>3</sup> et les teneurs en eau ou en effluent testées sont : 3, 5 et 10%. Les teneurs en eau ont été choisies inférieures ou égales à 10% pour éviter la percolation de l'eau libre lors de la mise en œuvre des sables à la densité visée qui pourrait créer des dispersions de mesure de la résistivité électrique.

L'effluent utilisé est un effluent réel provenant d'une fosse septique d'une maison individuelle située dans les alentours des Clermont Ferrand. Les analyses chimiques réalisées par le Cemagref sur un échantillon de cet effluent ont montré que c'est un effluent de concentration moyenne.



**Figure 58 : Moule et configuration utilisée pour les mesures de résistivité électrique**

### 3.3.1.3. Influence de la température

La sonde mesure la résistivité  $R_t$  ( $\Omega$ ) à une température donnée (celle du milieu). Afin d'obtenir la résistivité à 25°C, on utilise la relation suivante spécifique à cet appareil :

$$R = \frac{R_t}{k \cdot f_t} \text{ (k}\Omega \cdot \text{cm)} \quad \text{Équation 87}$$

Avec

R : résistivité à 25°C (k $\Omega$ .cm),

$R_t$  : résistivité mesurée par l'appareil à la température t ( $\Omega$ ),

k : constante de l'appareil ( $k = 1,95 \text{ m}^{-1}$ ),

$f_t$  : facteur de correction de la température ( $f_t = t/1000$ ).

### 3.3.2. Présentation des résultats

Nous n'avons pas obtenu de résultats pour le sable R-Lafarge à cause de sa nature grossière qui empêche un bon contact entre le sol et la sonde et fournit donc des résistivités électriques en dehors de la gamme de fonctionnement de l'appareil (0 – 2000 Ohm) pour les faibles degrés de saturation testés.

Les résultats obtenus pour les sables R-Sograp et C-Sograp sont présentés Figures 59 et 60. Les résistivités électriques indiquées pour chaque état de densité sont les moyennes de trois mesures.

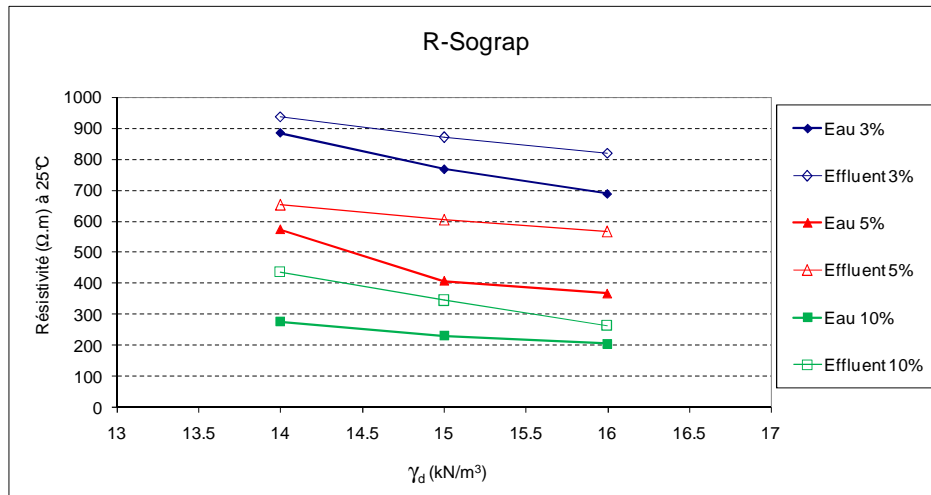


Figure 59: Influence de la densité sèche et de la teneur en eau sur la résistivité électrique (R-Sograp)

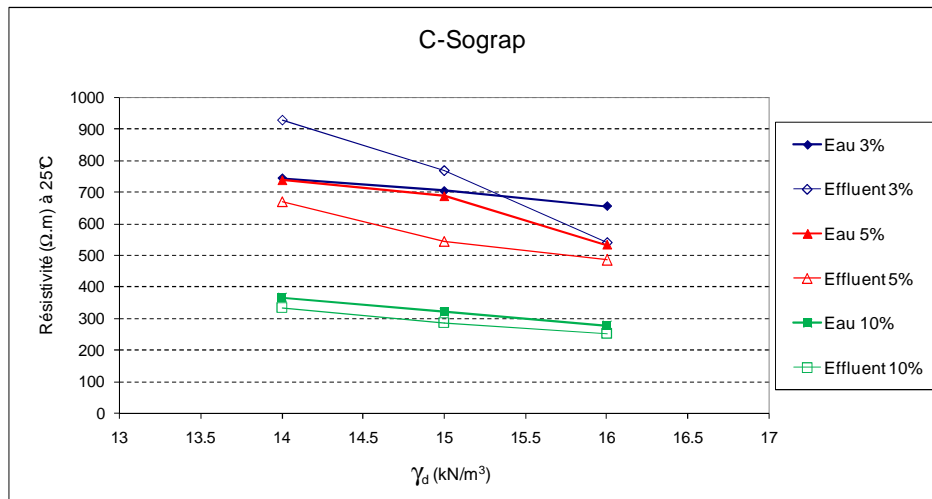


Figure 60: Influence de la densité sèche et de la teneur en eau sur la résistivité électrique (C-Sograp)

Il est clair sur les graphes que la résistivité électrique diminue avec l'augmentation de la densité et des teneurs en eau ou en effluent. Ceci est logique pour ces deux matériaux sableux où la résistivité électrique est très sensible à l'eau interstitielle et aux connexions entre les pores et les grains.

Ces graphes ont été retracés en fonction du degré de saturation (Figures 61 à 64). Les résultats montrent que la présence d'eau usée dans le sable a tendance à augmenter la résistivité pour le R-Sograp. En revanche, on remarque que ce phénomène est moins prononcé pour le C-Sograp. Ceci semble être dû à l'influence de la texture et de la forme des particules qui font que le sable concassé retient plus d'eau que le sable roulé. On voit que la résistivité électrique diminue de manière exponentielle avec le degré de saturation (équation 88) :

$$R = Ae^{-Bx}$$

Équation 88

x : étant le degré de saturation.

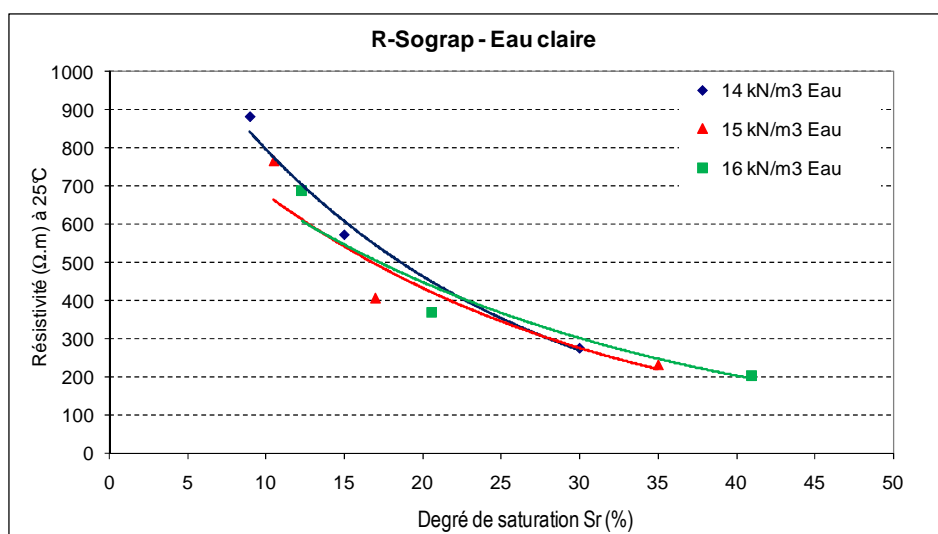


Figure 61 : Résistivité électrique en fonction du degré de saturation (eau claire) (R-Sograp)

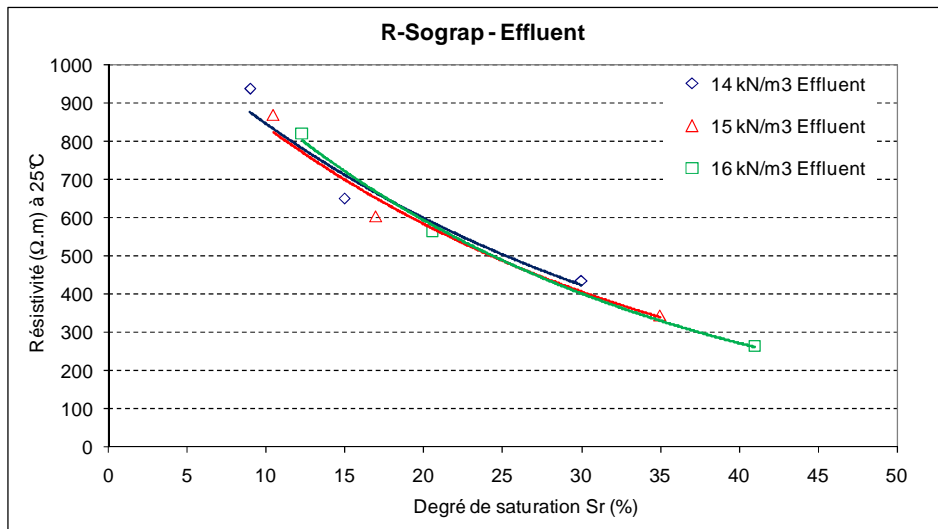


Figure 62 : Résistivité électrique en fonction du degré de saturation (effluent) (R-Sograp)

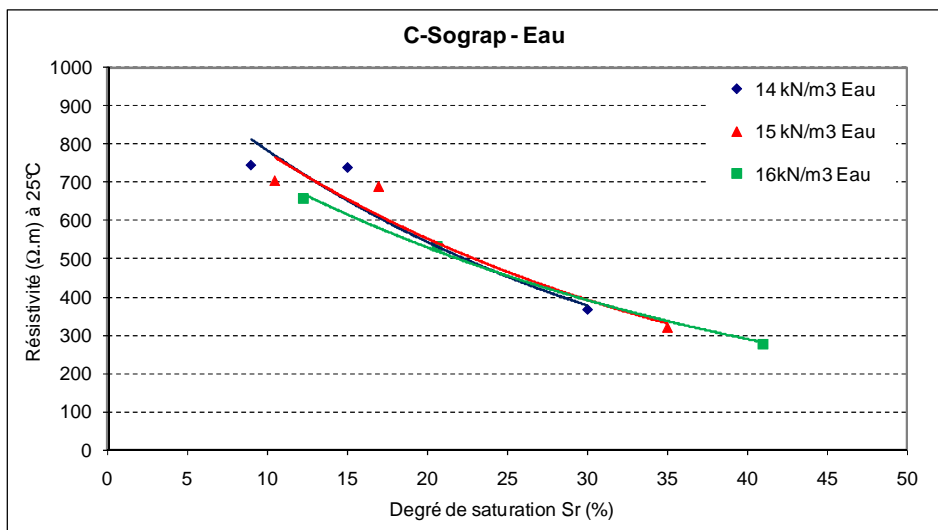


Figure 63 : Résistivité électrique en fonction du degré de saturation (eau claire) (C-Sograp)

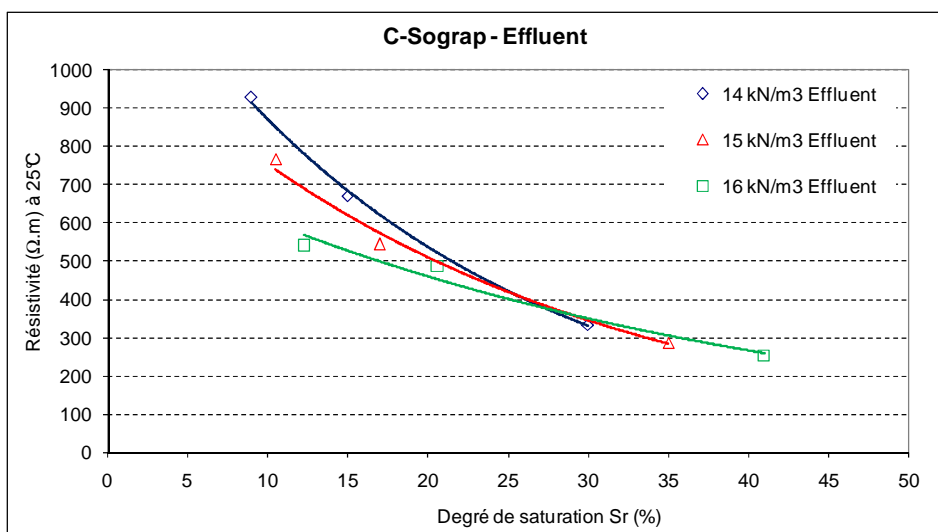


Figure 64: Résistivité électrique en fonction du degré de saturation (effluent) (C-Sograp)

### 3.3.3. Conclusions

La résistivité électrique est très influencée par le degré de saturation et par la densité sèche ; elle décroît avec le degré de saturation de façon exponentielle.

Avec les concentrations classiques en ANC, l'écart entre eau claire et eau usée n'est pas significatif pour le C-Sograp. En revanche, cet écart est très discriminant pour le R-Sograp. Il sera important dans ce cas de tester d'autres sables afin de pouvoir tirer des conclusions plus générales sur l'influence de l'effluent sur la résistivité électrique.

### 3.4. SUIVI DE L'EVOLUTION DU MILIEU FILTRANT PAR LES OUTILS DE MESURE (COLONNE CEMAGREF)

Les colonnes utilisées pour définir les seuils de conductivité hydraulique présentées au chapitre 1 de cette partie ont fait l'objet d'un suivi grâce aux outils de caractérisation (Panda, géoendoscopie, perméamètre in situ, résistivité électrique locale et analyseur de gaz). Le but était de préciser la pertinence, l'efficacité et la sensibilité des outils de mesure pour caractériser les matériaux colonisés et non colonisés et repérer les modifications de celles-ci (densité, développement de la biomasse, conductivité hydraulique, degré de saturation, activité biochimique).

#### 3.4.1. Protocole expérimental et essais effectués

Les sables R-Sograp et R-Lafarge ont été l'objet d'essais Panda, géoendoscopie, perméabilité, résistivité électrique et gaz. Au total, pour chaque sable, 6 colonnes ont été testées : 2 colonnes à l'instant «  $t_0 = 0$  » c'est-à-dire avant de commencer l'alimentation avec de l'effluent recomposé, 2 après 3 mois d'alimentation, et enfin, 2 colonnes auscultées à 6 mois. Pour chaque étape, une colonne est à l'état foisonné et l'autre à l'état compacté (Tableau 35).

Temps	6 colonnes par sable (R-Sograp, R-Lafarge)	
	Foisonné	Compacté
0 mois	1	1
3 mois	1	1
6 mois	1	1

Tableau 35 : Nombre de colonnes auscultées

#### ▪ Colonnes compactées

Dans les 3 colonnes compactées le sable a été mis en place avec la même densité sèche initiale par couche de 10 cm afin d'obtenir une densité homogène sur toute la hauteur de la colonne.

#### ▪ Colonnes foisonnées

Pour les 3 autres colonnes à l'état foisonné le sable à été mis en œuvre à l'état sec en utilisant une coupelle avec une hauteur de chute nulle afin d'obtenir la densité la plus faible possible (état foisonné).

Ensuite, un compactage hydraulique a été réalisé par passage de plusieurs bâchées de 3,7L à travers le milieu afin d'obtenir un état de densité stable comparable à celui du sable en place dans un filtre et à celui des colonnes de 3 et 6 mois qui vont subir la même procédure après mise en alimentation. Le nombre de bâchées nécessaires pour atteindre cet état de densité stable est présenté dans les résultats ci-après. Il faut rappeler ici que la couche de sable (50 cm) repose sur une couche drainante de gravier de 7,5 cm.

Les densités des colonnes sont présentées Tableaux 37 et 38. Pour caractériser l'état de densité des colonnes on a calculé leurs indice de densité «  $I_d$  » (ou densité relative «  $D_r$  ») et le degré de compacité «  $D_c$  » (ou pourcentage de compactage). La définition de ces deux paramètres est rappelée Equations 89 et 90. Il est à signaler qu'on n'a pas pu obtenir exactement la même densité pour les différentes colonnes du sable R-Lafarge à cause de sa nature grossière.

$$I_d = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100 \quad \text{Équation 89}$$

$e_{\max}$  et  $e_{\min}$  : indices des vides maximum et minimum définis par l'essai de densité relative,  
 $e$  : indice des vides en place.

$$D_c = \frac{\gamma_d}{\gamma_{d-OPN}} \times 100 \quad \text{Équation 90}$$

Avec

$\gamma_d$  : densité sèche en  $\text{kN/m}^3$ ,

$\gamma_{d-OPN}$  : densité sèche à l'optimum Proctor normal.

Le Tableau 36 donne l'état de compacité des sols grenus (graviers, sables) en fonction de leur indice de densité [Mag00].

$I_d$ (%)	Etat de compacité des sols grenus
0 - 15	Très peu compact
15 - 35	Peu compact
35 - 65	Compacité moyenne
65 - 85	Compact
85 - 100	Très compact

**Tableau 36: Etat de compacité des sols grenus [Mag00]**

Etat	Colonne	$\gamma_d$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$D_c$ (%)	$e$	$I_d = D_r$ (%)	Nombre d'essais dans les colonnes			
						Panda	Géoend- -oscopie	Perméa- -bilité	Résistivité électrique
Foisonné	0 mois	15,5	100	0,710	5	3	1	3 points	/
	3 mois	15,9	103	0,667	25	3	2	2 points	4 points
	6 mois	15,9	103	0,667	25	3	1	4 points	2 sondages
Compacté	0 mois	17,0	110	0,559	75	3	1	2 points	/
	3 mois	17,2	111	0,541	84	3	2	2 points	4 points
	6 mois	17,2	111	0,541	84	3	1	2 points	2 sondages

Points : mesure à différentes hauteurs dans le même sondage

**Tableau 37 : Densité des colonnes, indice de compacité  $I_d$  et degré de compactage  $D_c$  (R-Lafarge)**

Etat	Colonne	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	D <sub>c</sub> (%)	e	I <sub>d</sub> = D <sub>r</sub> (%)	Nombre d'essais dans les colonnes			
						Panda	Géoend- -oscopie	Perméa- -bilité	Résistivité électrique
Foisonné	0 mois	15,8	96	0,677	28	3	1	/	/
	3 mois	15,8	96	0,677	28	3	2	/	5 points
	6 mois	15,8	96	0,677	28	3	2	/	5 points
Compacté	0 mois	16,5	100	0,606	54	3	1	/	4 points
	3 mois	16,5	100	0,606	54	3	2	/	5 points
	6 mois	16,5	100	0,606	54	3	2	/	2 sondages

Points : mesure à différentes hauteurs dans le même sondage

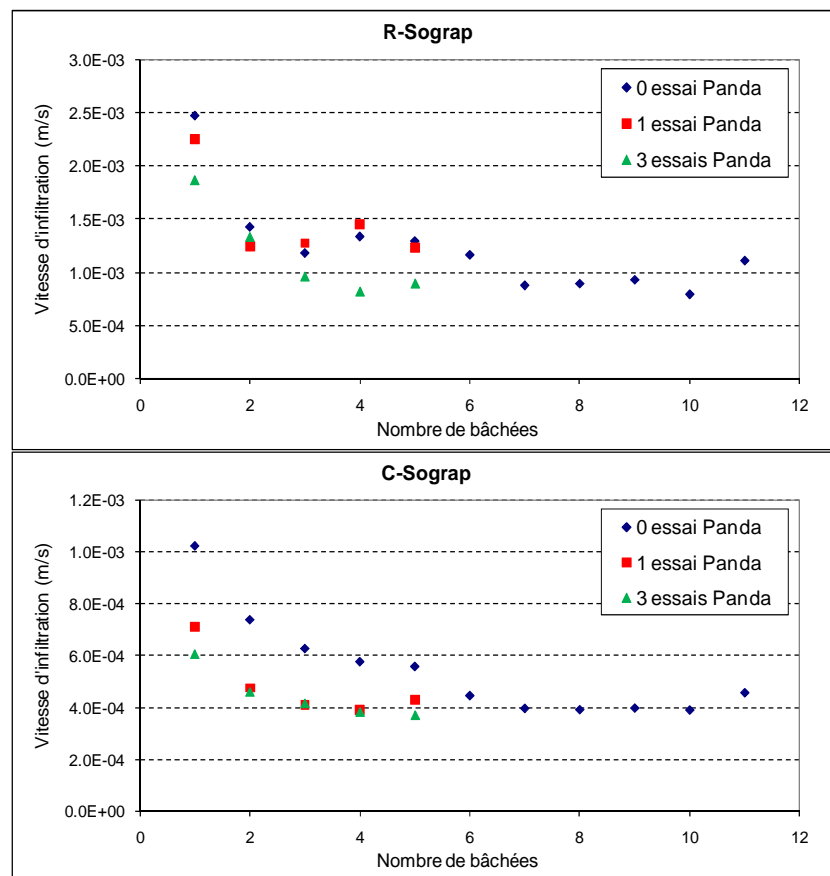
**Tableau 38 : Densité des colonnes, indice de compacité I<sub>d</sub> et degré de compactage D<sub>c</sub> (R-Sograp)**

### 3.4.2. Résultats et analyses

#### 3.4.2.1. Essais Panda

##### a) Tests de sensibilité des essais Panda

Une étude préalable a été conduite dans le but de mesurer si les essais Panda traumatisent le milieu et modifient le fonctionnement des colonnes à l'état foisonné. Ces essais ont consisté à mesurer, après chaque réalisation d'un sondage Panda et rebouchage du forage avec du sable sec, la vitesse d'infiltration dans le sable d'une lame d'eau amenée par une bûchée de 3,7L (selon les conditions d'alimentation des ANC). Les résultats sont illustrés à la Figure 65.


**Figure 65: Vitesse d'infiltration d'eau dans les sables roulé et concassé Sograp**

Les résultats des mesures des vitesses d'infiltration montrent que :

- l'influence du compactage hydraulique sur l'état de compacité du sable se stabilise au bout de la 7<sup>ème</sup> bâchée. Le tassement final par rapport à la surface de la colonne était de l'ordre de 1,5 cm en moyenne ce qui est non négligeable,
- les vitesses d'infiltration sont supérieures dans le sable roulé que dans le sable concassé ce qui confirme les mesures de  $k_s$ ,
- 3 essais Panda (pointe de 4 cm<sup>2</sup>) pour 0,1 m<sup>2</sup> de surface ne modifient pas significativement les vitesses d'infiltration ; l'essai est donc non traumatisant.

Par la suite, il a été décidé de travailler par élimination en arrêtant le fonctionnement d'une colonne une fois les essais réalisés dedans ce qui nous a obligé à mettre deux colonnes en parallèle.

Concernant le compactage hydraulique nous avons retenu le seuil de 11 bâchées pour que le matériau atteigne un état stable en densité.

#### ***b) Pénétrogrammes du Panda***

##### ▪ *Sable R-Lafarge*

À l'état foisonné, la comparaison des deux pénétrogrammes à 0 et 3 mois montre qu'il y a un écart moyen de 0,3 MPa en résistance de pointe entre l'essai avant alimentation et après 3 mois d'alimentation (Figure 66). En prenant en considération la différence de densité sèche de départ entre les deux colonnes (~3%), il est difficile de dire si cet écart est dû à une seule cause unique cette différence de densité ou une combinaison d'autres facteurs (colonisation par la biomasse, compactage hydraulique...).

Pour les mêmes colonnes foisonnées, on remarque aussi que les deux pénétrogrammes des colonnes alimentées pendant 3 et 6 mois sont similaires en surface sur environ 25 cm. Ensuite l'écart entre les deux pénétrogrammes augmente progressivement jusqu'à une valeur de 0,5 MPa pour atteindre une valeur moyenne sur la couche inférieure pour la colonne de 6 mois de 0,8 à 0,9 MPa (Figure 66). Ceci peut être expliqué d'une part par l'influence de la mise en œuvre et d'autre part par l'augmentation graduelle de la compacité du moule sous les sollicitations répétées des bâchées.



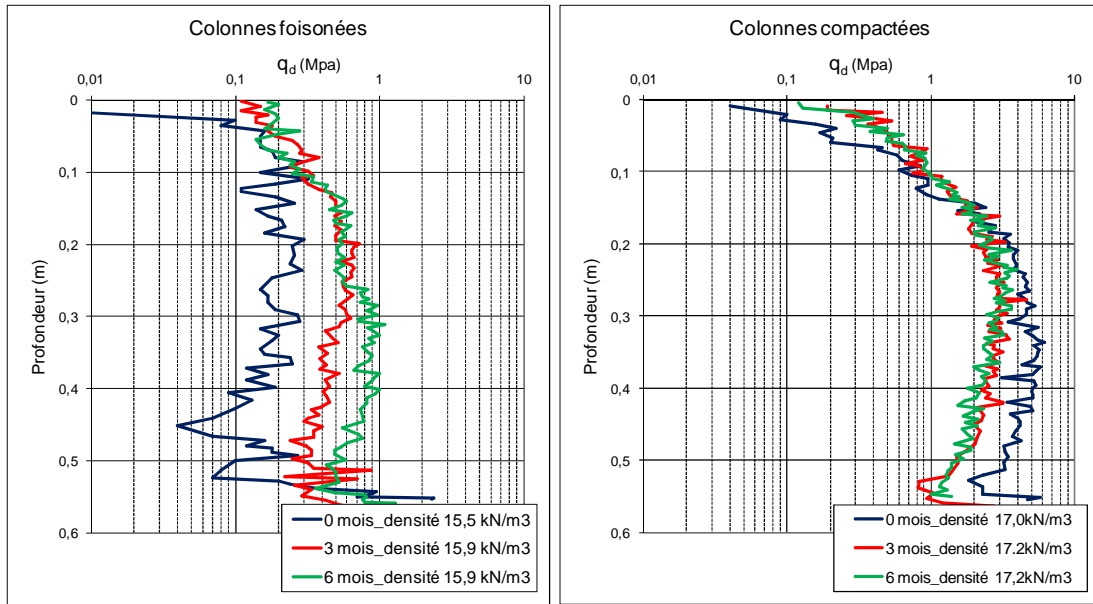


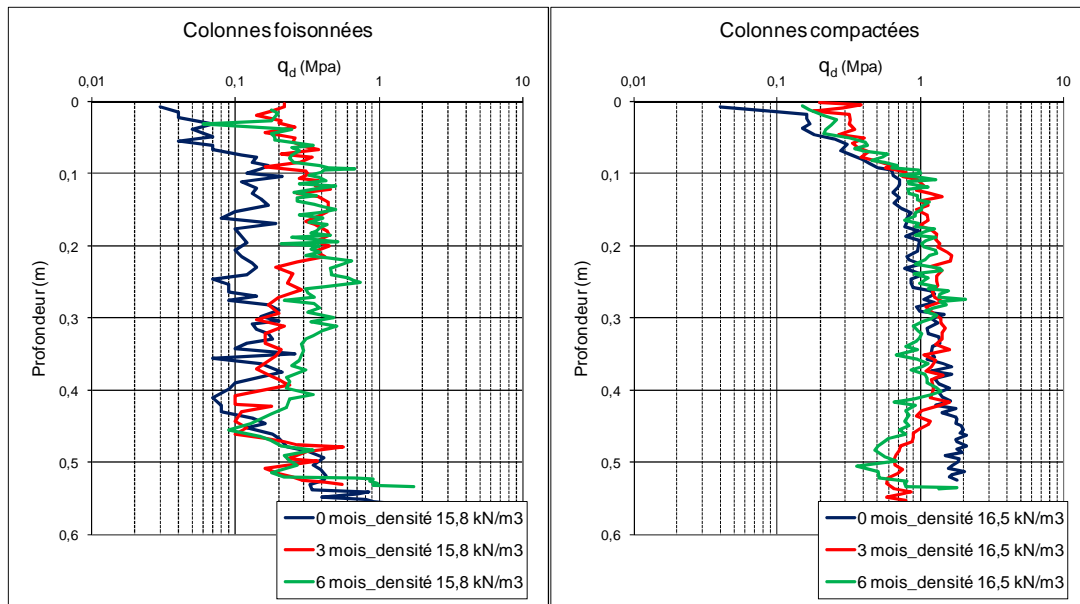
Figure 66 : Pénétragrammes des colonnes sable R-Lafarge

Concernant les colonnes compactées, on voit que les pénétragrammes des colonnes de 3 et 6 mois, qui ont la même densité avant de commencer l'alimentation, sont identiques, ce qui confirme l'homogénéité de la mise en œuvre du sable dans les deux colonnes. Il faut préciser ici que le colmatage de surface (colmatage physique) n'a pas été visible pour ce sable.

La résistance de pointe de la colonne à 0 mois est légèrement supérieure à celles des colonnes de 3 et 6 mois à partir de 15 cm ; ceci est dû à la mise en œuvre et à l'imprécision de la mesure de densité par pesée (Figure 66).

On peut donc conclure que pour ce sable, l'alimentation répétée par bûchées à tendance à compacter graduellement et légèrement le matériau lorsqu'il est en état foisonné, mais que l'on ne constate aucune évolution majeure lorsqu'un état de serrage initial existe déjà. Cette évolution de l'état de serrage semble davantage due à un effet de compactage hydraulique et de consolidation au cours du temps qu'au développement de la biomasse et d'un colmatage au sein du matériau.

- *Sable R-Sograp*



**Figure 67 : Pénétrogrammes des colonnes sable R-Sograp**

On voit que les 3 pénétrogrammes sont globalement similaires pour les colonnes foisonnées et compactées. On constate cependant un faible écart de résistance (donc de compacité) de l'ordre de 0,2 MPa en surface entre les deux colonnes 0 et 3 mois pour l'état foisonné et une « propagation » de cet écart à l'ensemble de l'épaisseur de la couche de sable entre 3 et 6 mois (Figure 67). Cet écart peut être expliqué soit par une consolidation du sable avec le temps sous l'alimentation répétée des bâchées, soit par le fait que la surface du sable était plus sèche et plus dure (formation d'une croûte) qu'en profondeur lors de la réalisation des essais (Figure 68). Cette dernière explication est peut être le résultat du séchage de la biomasse présente dans le sable en surface après quelques jours d'arrêt d'alimentation.



Colonnes 3 mois



Colonnes 6 mois

**Figure 68 : Photos du colmatage physique des colonnes compactées R-Sograp à 3 et 6 mois**

### *c) Calcul des densités des colonnes par la courbe de calibration*

Les densités des 12 colonnes précédentes (R-Lafarge et R-Sograp aux états foisonné et compacté) ont été calculées à partir de la courbe de calibration (Figure 54) afin de vérifier la pertinence du Panda à estimer la densité en place des colonnes. Les résultats de calcul sont présentés Tableaux 39 et 40.

R-Lafarge	Colonnes foisonnées			Colonnes compactées		
	0 mois	3 mois	6 mois	0 mois	3 mois	6 mois
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ) par pesée	15,5	15,9	15,9	17,0	17,2	17,2
$q_d$ (MPa)	0,20	0,53	0,72	4,25	2,76	2,72
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ) par CR	13,7	14,4	14,6	15,9	15,6	15,6
CR : courbe de calibration du Panda						

**Tableau 39 : Comparaison des densités mesurées par pesée et calculées à partir de la courbe de calibration (R-Lafarge)**

R-Sograp	Colonnes foisonnées			Colonnes compactées		
	0 mois	3 mois	6 mois	0 mois	3 mois	6 mois
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ) par pesée	15,8	15,8	15,8	16,5	16,5	16,5
$q_d$ (MPa)	0,14	0,29	0,38	1,05	1,25	1,10
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ) par CR	13,6	14,1	14,3	15,0	15,1	15,0
CR : courbe de calibration du Panda						

**Tableau 40 : Comparaison des densités mesurées par pesée et calculées à partir de la courbe de calibration (R-Sograp)**

On constate que les densités évaluées par la courbe de calibration du Panda sont sous-estimées (écart d'1 à 2 points de densité) par rapport aux densités visées et mises en place dans les colonnes. Ce problème vient probablement d'une erreur d'évaluation du volume de sable mis en place dans les colonnes. En effet, il semble que lors de la mise en place du sable dans les colonnes, un tassement se produise dans la couche inférieure de gravier à cause du poids de sable et/ou de l'effort de compactage fourni afin d'atteindre la densité souhaitée ; de plus une partie du sable déversé vient remplir les pores de la partie supérieure de cette couche de gravier entraînant ainsi une mauvaise évaluation du volume réel occupé par le sable dans la colonne et donc une mauvaise évaluation de la densité en place du sable dans la colonne.

Pour confirmer cette hypothèse, des essais complémentaires ont été réalisés à notre laboratoire en suivant le même protocole de remplissage que celui des colonnes Cemagref mais sans mettre en place de gravier à la base de la couche de sable afin d'éviter les problèmes de tassement et d'interpénétration des matériaux. Ces essais ont été conduits sur un seul sable (R-Lafarge) pour les deux états foisonné et compacté. Les résultats de ces derniers, présentés Figure 69 et Tableau 41, montrent que les mesures de la densité à partir de la courbe de calibration sont très proches de celles obtenues par pesée. Ceci confirme que les mesures de densités par évaluation du volume et du poids de sable sur les colonnes Cemagref sont erronées et que l'erreur d'estimation provient de la mesure de la hauteur de la couche du sable. Il convient donc de se référer aux mesures fournies par la calibration du Panda pour avoir une bonne estimation de la densité du sable en place dans les colonnes.

R-Lafarge	Colonne foisonnée	Colonne compactée
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ) par pesée	15,7	17,0
$q_d$ (MPa)	2,93	15,41
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ) par CR	15,6	16,9

**Tableau 41 : Confirmation des densités déterminées à partir de la courbe de calibration**

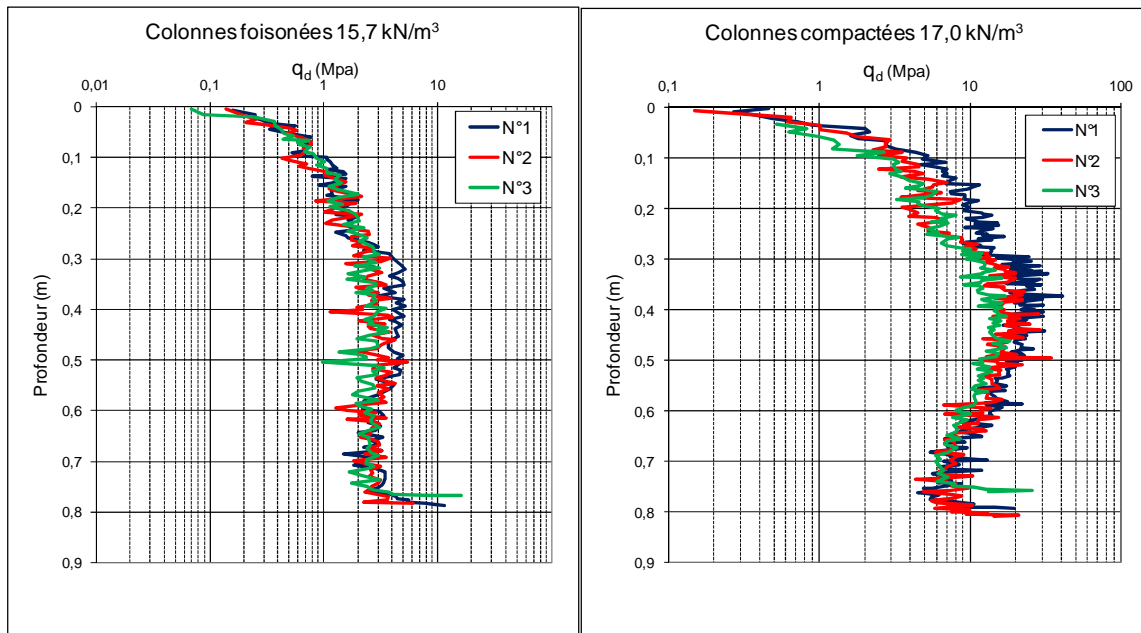


Figure 69 : Pénétragrammes de confirmation des résultats des colonnes Cemagref

#### d) Conclusions

Les essais pénétrométriques sur les colonnes ont permis de constater des défauts de mesure de densité sur les colonnes Cemagref ce qui montre la précision de l'estimation de la densité par la résistance de pointe mesurée par le Panda. Ces essais ont aussi permis de constater une évolution de la compacité du sable au sein des colonnes foisonnées au cours du temps. Cette évolution semble être due à une consolidation du matériau sous les alimentations répétées en bâchées et de fait n'est pas constatée sur les colonnes pour lesquelles l'état de serrage initial n'était pas foisonné. En revanche, cette mesure ne permet pas d'identifier la présence d'un colmatage.

#### 3.4.2.2. Essais géoendoscopiques

Des essais géoendoscopiques ont été réalisés au sein des colonnes. Les courbes granulométriques moyennes de 3 essais obtenues par analyse d'images (Figure 70) sont quasiment identiques à celles obtenues précédemment présentées dans le paragraphe 3.2.2.2.

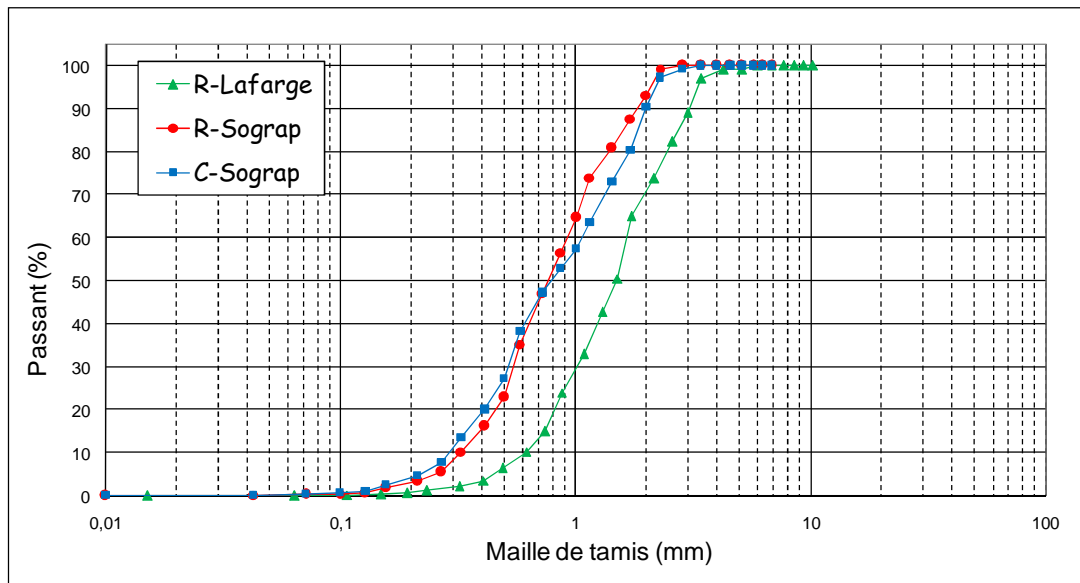


Figure 70 : Courbes granulométriques par analyse d'images des 3 sables de référence (colonnes Cemagref)

### 3.4.2.3. Essais de résistivité électrique

Afin d'évaluer si la sonde de résistivité électrique locale est un outil pertinent pour évaluer le degré de saturation ou de colmatage du sable, des mesures de résistivité électrique ont été effectuées sur les mêmes colonnes de R-Lafarge et R-Sograp alimentées par des eaux usées présentées dans les paragraphes précédents. Nous présentons ci-dessous (Figures 72 et 73) les résultats de ces mesures.

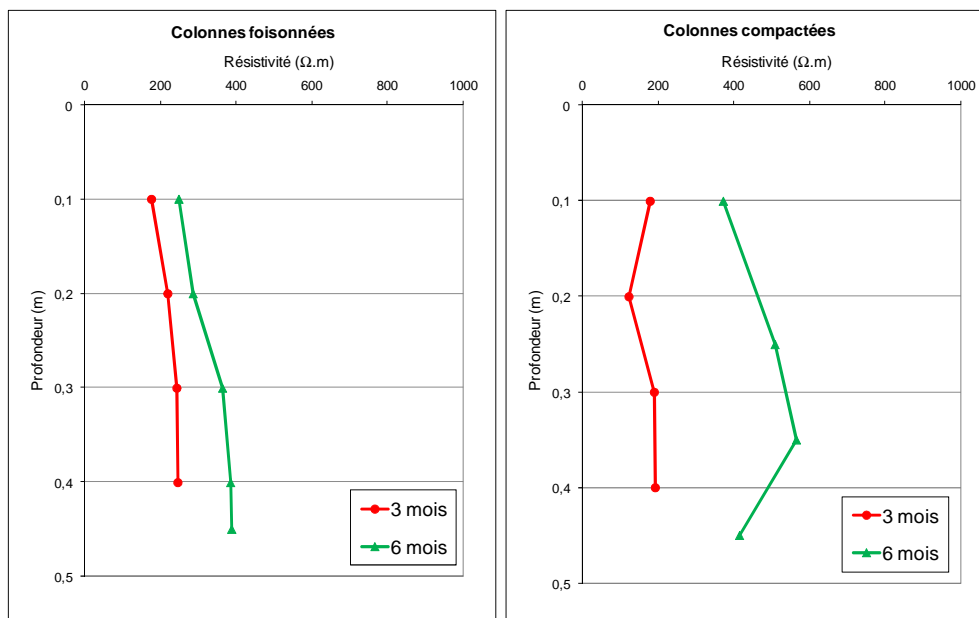


Figure 71: Résistivité électrique des colonnes R-Lafarge après 3 et 6 mois d'alimentation (Cemagref)

Pour le sable R-Lafarge, on constate globalement une augmentation de la résistivité électrique avec le temps et un accroissement de la résistivité électrique avec la profondeur au sein des colonnes.

L'augmentation de la résistivité électrique avec le temps semble prouver qu'il y a une diminution de la rétention d'eau au sein du matériau au cours du temps (entre 3 et 6 mois). Cette diminution de rétention semble contraire à l'évolution de l'état de serrage du matériau au sein de la colonne qui comme nous l'avons constaté par les essais Panda connaît une variation au cours du temps. Cette évolution conduit-elle à une consolidation du matériau ayant pour conséquence une réduction de la taille de ses pores et a priori une plus grande rétention d'eau. D'autre part, au cours du temps, il doit y avoir un développement de la biomasse au sein de la colonne entraînant nécessairement une présence d'eau plus importante au sein du sable.

L'augmentation avec la profondeur de la résistivité au sein d'une même colonne peut être expliquée par une rétention d'eau plus forte en surface qu'en profondeur. Cette rétention plus importante en surface peut être due à une présence plus importante de biomasse dans cette partie de la colonne. Malheureusement, l'influence de la colonisation par la biomasse sur la résistivité électrique n'a pas pu être confirmée par la mesure de l'écart de teneur en eau entre la colonne de 3 et 6 mois car le degré de saturation est inconnu au moment de la réalisation des essais.

Concernant les colonnes compactées, la résistivité électrique reste stable avec la profondeur pour la colonne à 3 mois. Elle est du même ordre de grandeur que dans la partie supérieure de la colonne foisonnée. Pour la colonne à 6 mois, on constate comme pour la colonne foisonnée, une augmentation de la résistivité électrique avec la profondeur. Le dernier point de mesure situé à la limite sable/gravier ne suit pas cette tendance à cause de l'influence de la texture grossière du gravier.

En absence de courbe de calibration de la résistivité électrique pour ce sable (R-Lafarge) il n'est pas possible d'estimer le degré de saturation directement à partir de la mesure de la résistivité. Néanmoins, l'hypothèse du développement de la biomasse au sein du matériau pour expliquer la rétention d'eau semble confirmée par le fait que les mesures de résistivité ont pu être menées sans problème (ce qui implicitement valide le fait que les conditions de contact entre la sonde et le milieu étaient respectées) alors que cela n'avait pas été possible lors des essais de calibration avec de l'eau en laboratoire. La présence du film de biomasse contribue à remplir les pores du matériau et à améliorer ainsi le contact entre la sonde et le milieu testé, permettant ainsi une prise de mesure.

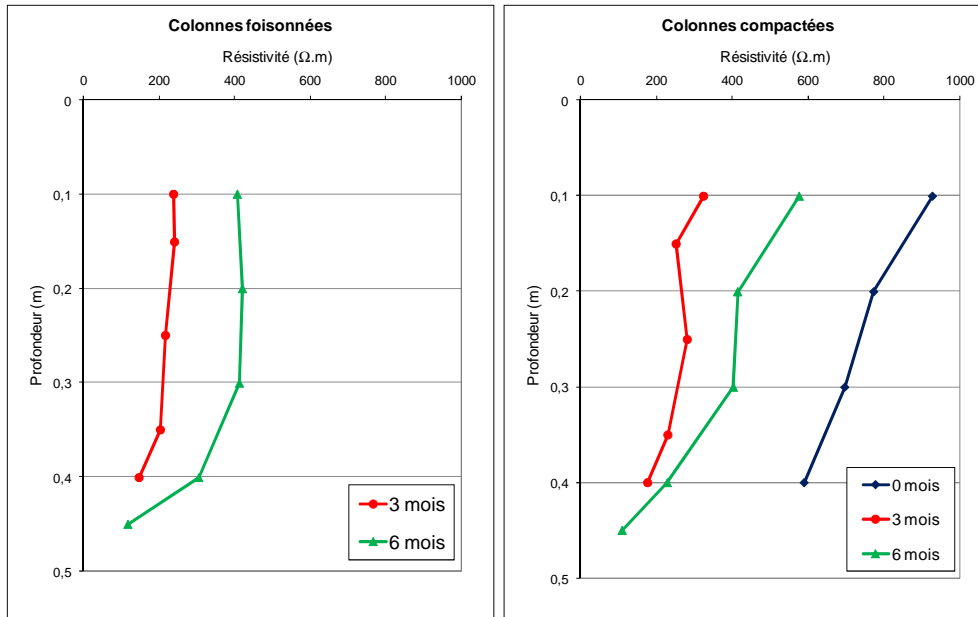


Figure 72 : Résistivité électrique des colonnes R-Sograp après 0, 3 et 6 mois d'alimentation (Cemagref)

Concernant le sable R-Sograp, on remarque que la résistivité électrique décroît en fonction de la profondeur pour l'état  $t_0 = 0$  mois. Pour les autres meures (à 3 et 6 mois), on ne constate pas d'évolution importante de la résistivité avec la profondeur. Plus globalement, comme dans le cas du R-Lafarge, on constate une forte diminution de la résistivité entre 0 et 3 mois puis une augmentation de 3 à 6 mois. Le R-Sograp présente des résistivités électriques similaires à celles du R-Lafarge.

La relative stabilité de la résistivité électrique avec la profondeur au sein de chaque colonne peut être expliquée par le fait que contrairement au R-Lafarge qui contient des pores de taille importante, le R-Sograp possédant une granulométrie plus fine, a des pores plus petits qui semblent privilégier un phénomène de colmatage physique à la surface du sable plutôt que le développement d'une importante biomasse au sein de la colonne.

L'évolution globale de la résistivité au cours du temps, semble montrer qu'il y a une augmentation de la rétention d'eau entre 0 et 3 mois due probablement à un développement de biomasse et à l'alimentation régulière par bâchées, puis une diminution de cette quantité d'eau entre 3 et 6 mois. Cette dernière observation peut être expliquée par le fait que sur ce sable, il s'est formé une « croûte » de colmatage physique à la surface du sable qui retient l'ensemble des MES. L'eau qui percole donc au sein même de la colonne est donc très pauvre en MES et ne favorise donc plus un développement de biomasse d'autant que les conditions de développement de cette biomasse sont moins bonnes (teneur en  $O_2$  plus faible).

L'estimation du degré de saturation  $S_r$  à partir des courbes de calibration de résistivité présentées dans le paragraphe 3.3, donne les intervalles de variation présentés au Tableau 42. Le degré de saturation varie entre 14 et 55% pour les colonnes à 3 et 6 mois, les mesures ayant été effectuées après 3 jours de repos.

Etat	Colonne	Résistivité électrique ( $\Omega.m$ ) [min ; max]	S <sub>r</sub> (%)
Foisonné	3 mois	[148 ; 239]	[37 ; 49]
	6 mois	[118 ; 421]	[23 ; 55]
Compacté	0 mois	[527 ; 910]	[2 ; 16]
	3 mois	[177 ; 324]	[28 ; 43]
	6 mois	[109 ; 575]	[14 ; 55]

Tableau 42 : Degré de saturation estimé à partir de la résistivité électrique

### Conclusions

La résistivité électrique est sensible à la présence d'eau et à l'état de serrage. On a trouvé parfois des résultats contradictoires à ce que nous attendions.

L'augmentation de la résistivité électrique en fonction de la profondeur semble due à la colonisation par la biomasse ; cette hypothèse n'a pas pu être confirmée faute de mesure de la teneur en eau après les essais.

La résistivité électrique permet de déterminer le degré de saturation au sein des matériaux filtrants à condition de connaître la courbe de calibration de résistivité du matériau en question.

#### 3.4.2.4. Mesures de gaz

Les mesures de gaz ont été étudiées par le Cemagref dans le cadre d'une thèse de Rolland (en cours), nous fournissons ici uniquement les principaux résultats obtenus.

Il est important de rappeler qu'il est indispensable de maintenir le milieu filtrant en conditions aérobies (présence d'oxygène) afin de garantir des bonnes performances épuratoires (dégradation de la matière organique et nitrification). La variation des teneurs en oxygène peut donc renseigner sur l'activité biologique qui se produit au sein du filtre et sur le contrôle des conditions permettant un bon développement de biomasse au sein du massif. La variation des teneurs en oxygène est principalement due à deux facteurs :

- la consommation de la pollution par la vie bactérienne,
- la présence du colmatage physique et/ou biologique générant un passage en anaérobie.

En absence de colmatage et à l'état d'équilibre, la teneur en oxygène dans un milieu représente près de 21% de la phase gazeuse (l'atmosphère a une teneur de 20.9% de O<sub>2</sub> et ~0% de CO<sub>2</sub>). En revanche, en période qui suit l'alimentation par effluent, la teneur en oxygène diminue suite à sa consommation par la vie bactérienne. Enfin, une phase de renouvellement de l'oxygène survient après la consommation de toute la pollution [Bol06].

C'est dans ce contexte qu'a été testée la pertinence de l'analyseur de gaz O<sub>2</sub> et CO<sub>2</sub> à évaluer l'activité biologique et à déterminer le degré de colmatage d'un massif filtrant.

D'après l'étude réalisée par Bolomey [Bol06], les teneurs en dioxyde de carbone étant bien corrélées à celles d'oxygène, il suffit d'analyser les variations des teneurs en oxygène pour analyser le comportement du milieu.



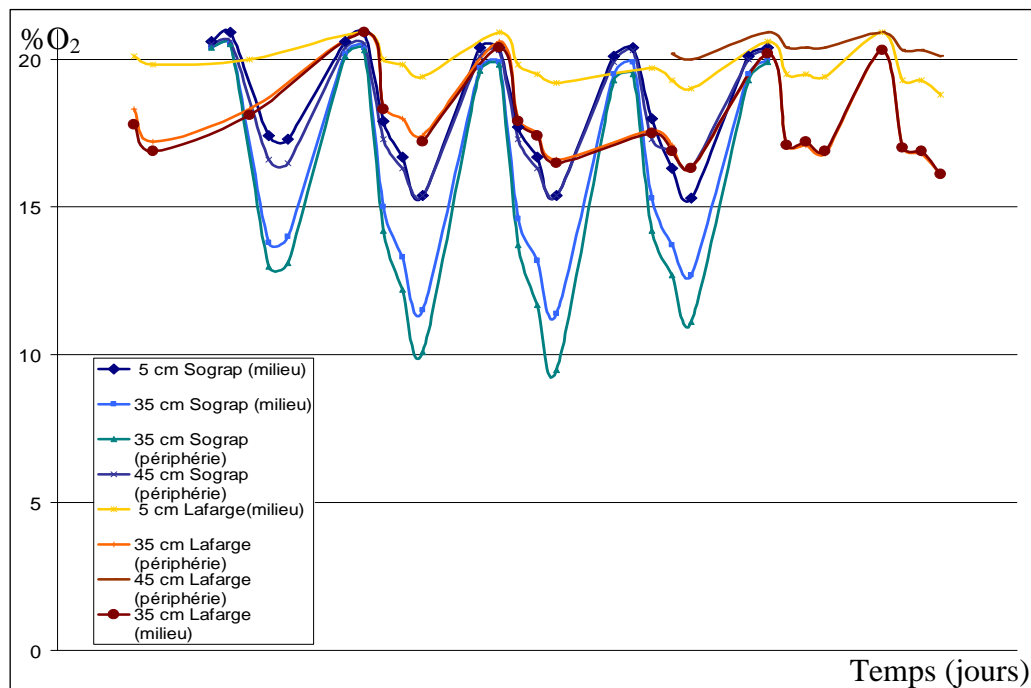
### a) Protocole expérimental

Les colonnes compactées des deux sables R-Lafarge et R-Sograp ont été instrumentées pour effectuer des mesures de gaz avec le DrägerSensor XS. Des tuyaux en plastique souple de 7 mm de diamètre auxquels peut être relié l'analyseur de gaz ont été placés à différentes hauteurs dans les colonnes. A l'intérieur de la colonne, ces tuyaux sont placés soit au milieu soit sur la périphérie.

Les teneurs en oxygène sont mesurées quotidiennement juste avant la bâchée de 11h pour les régimes continu et discontinu ; cela permet de comparer les teneurs en O<sub>2</sub> dans les mêmes conditions pour tous les cycles et tous les régimes.

### b) Principaux résultats

Le suivi des teneurs en oxygène dans le temps permet de voir la stabilité du système en terme de consommation/transfert en oxygène. A titre d'exemple, la Figure 73 représente l'évolution des teneurs en oxygène lors de cycles en simple charge discontinus.



**Figure 73 : Evolution des teneurs en oxygène pour les sables R-Sograp et R-Lafarge compactés en simple charge discontinue**

Sur cet exemple ces colonnes ne sont pas colmatées ; leur concentration en oxygène diminue pendant les périodes d'alimentation et revient à la saturation en période de repos.

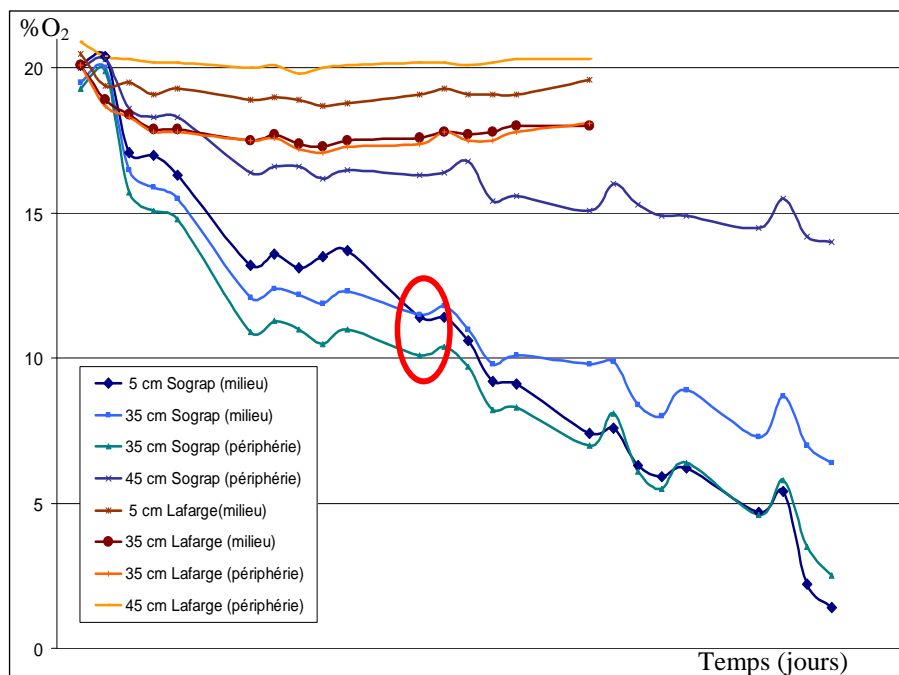
Les profils en oxygène en période d'alimentation révèlent des gradients d'oxygénation par le haut et le bas de la colonne. Les valeurs minimales relativement stables indiquent la stabilité du système, cette remarque étant confirmée par une relative stabilité de la masse de la colonne (suivi massique de la biomasse).

Le Tableau 43 visualise les teneurs minimales obtenues en simple charge discontinue pour des systèmes non colmatés ; ces teneurs sont la résultante de l'activité biologique (rendements épuratoires supérieurs pour le R-Sograp) et de potentiels de transferts d'oxygène également variables selon le matériau et son degré de colmatage.

	Roulé Lafarge		Roulé Sograp	
	Foisonné	Compacté	Foisonné	Compacté
% O <sub>2</sub> Régime discontinu	18,3	16,8	12,1	9,5
% O <sub>2</sub> Régime continu	18,5	17,5	9,2	1,4

**Tableau 43 : Teneurs en oxygène minimales observées en simple charge**

La connaissance des profils en oxygène est informative de la présence du colmatage. En effet le développement important de la biomasse en partie supérieure des massifs va induire d'une part une augmentation de la consommation de l'oxygène, et d'autre part une baisse des cinétiques de transfert par une réduction de la conductivité hydraulique. Il en résulte une modification des profils avec des gradients de concentration croissants de haut en bas de la colonne. La Figure 74 montre ce phénomène pour le sable R-Sograp compacté en régime simple charge continu. La teneur en oxygène décroît dans le temps sur l'ensemble de la colonne, traduisant l'instabilité biologique du système, et la teneur en O<sub>2</sub> de surface (5 cm) baisse rapidement pour atteindre des valeurs inférieures à celles observées sur les parties inférieures de la colonne. Ceci signifie que l'oxygénation par le haut de la colonne n'est plus suffisante ce qui a été confirmé par le fait que la colonne se soit colmatée quelques temps après l'inversion du profil.



**Figure 74 : Evolution des teneurs en oxygène pour les sables R-Sograp et R-Lafarge compactés en simple charge continu.**

Ce temps nécessaire au colmatage est différent selon le taux de compactage de la colonne. Il est, aux charges appliquées, de quelques heures pour la colonne compactée et de plus de 15 jours pour la colonne foisonnée.

Le R-Lafarge, offrant des tailles de pores plus importantes et un moindre développement de biomasse, reste équilibré biologiquement sous la charge simple continue. Il lui faut des charges supérieures pour que les conditions d'oxygénation se dégradent (Figure 75) alors que la masse totale de la colonne reste relativement stable.

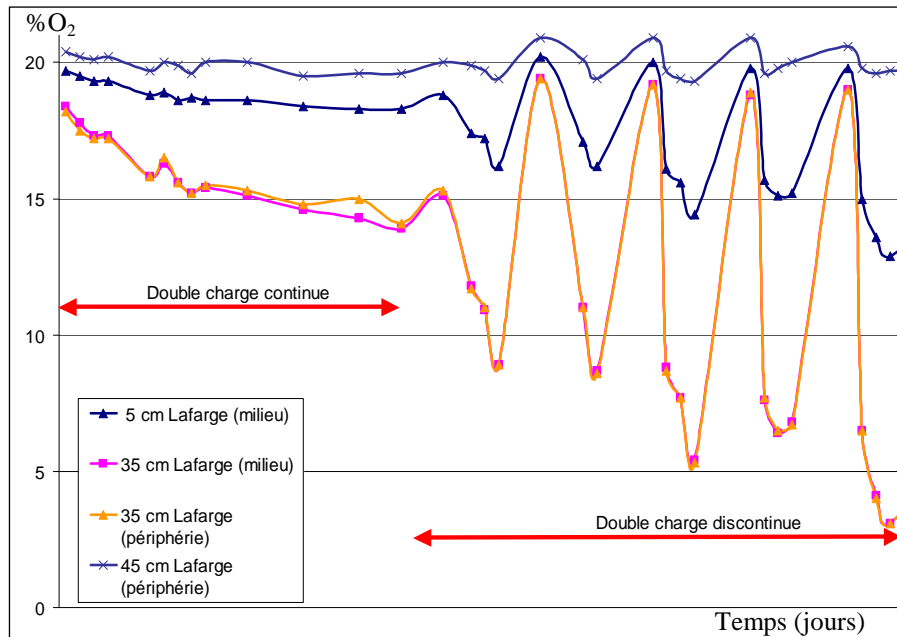


Figure 75 : Evolution des teneurs en oxygène pour le sable R-Lafarge compacté en double charge.

### Conclusion

La mesure d'oxygène apparaît donc comme un indicateur pertinent de l'état de fonctionnement d'un massif filtrant. Deux types de mesures apparaissent judicieux ; d'une part le profil des teneurs en oxygène en fonction de la profondeur permet de déterminer si l'aération par le haut est déficiente ou non par rapport à la quantité de biomasse présente et, d'autre part, l'évolution dans le temps des teneurs en  $O_2$  en un point donné permet de juger de la stabilité du système dans le temps.

Des mesures sont encore en cours pour engranger des données sur l'évolution des teneurs en oxygène en fonction du type de matériau et de mise en œuvre et pour évaluer les seuils acceptables pour un fonctionnement pérenne des systèmes.

### 3.4.3. Conclusion

Dans ce paragraphe plusieurs aspects liés à l'évolution des caractéristiques d'un massif filtrant et à la sensibilité des outils de mesure au développement de la biomasse ont été mis en évidence. Les études menées ont montré les avantages, les inconvénients, les divergences et les limites de ces outils.

L'estimation de la densité en place des colonnes à partir des mesures de la résistance mécanique et de la courbe de calibration est assez précise.

L'estimation de la granulométrie par géoendoscopie des trois sables de référence a permis de confirmer l'adaptabilité de cette technique aux matériaux des filtres à sable. Les granulométries obtenues par analyse d'images ont été très proches de celles obtenues par tamisage.

Concernant les mesures de la résistivité électrique, on a montré la pertinence de cette mesure à évaluer le degré de saturation d'un matériau filtrant. La sensibilité de ce paramètre au colmatage ne semble pas confirmée.

Enfin, les mesures de gaz sont un bon indicateur de l'état de l'activité biologique au niveau des massifs filtrants. Ces premiers résultats doivent être complétés pour mieux comprendre la signification physique de l'évolution de ce paramètre.

### **3.5. PERTINENCE DE LA GEOENDOSCOPIE POUR CARACTERISER L'EVOLUTION DE LA COLONISATION**

Cette étude a pour objectif d'évaluer la pertinence de la géoendoscopie à repérer l'évolution et le développement de la biomasse au sein d'un matériau filtrant.

Les essais réalisés dans cette étude sont complémentaires de ceux effectués sur les colonnes du Cemagref ; ils ont été réalisés dans notre laboratoire sur les trois sables de référence afin d'accélérer le phénomène de colmatage tout en assurant un suivi permanent et régulier par la géoendoscopie.

#### **3.5.1. Protocole expérimental**

Trois colonnes de sable ont été l'objet d'un suivi par la géoendoscopie. Le suivi a duré environ 5 semaines durant lesquelles il a été réalisé des essais géoendoscopiques avant le démarrage de l'alimentation puis tous les 5 jours environ à partir de l'alimentation des colonnes en effluent (Figure 76).

Les colonnes ont été mises dans des conditions de charge hydraulique similaires à celles mises en place au Cemagref (30 cm de charge hydraulique par jours). L'alimentation a été réalisée au moyen d'un effluent septique réel.

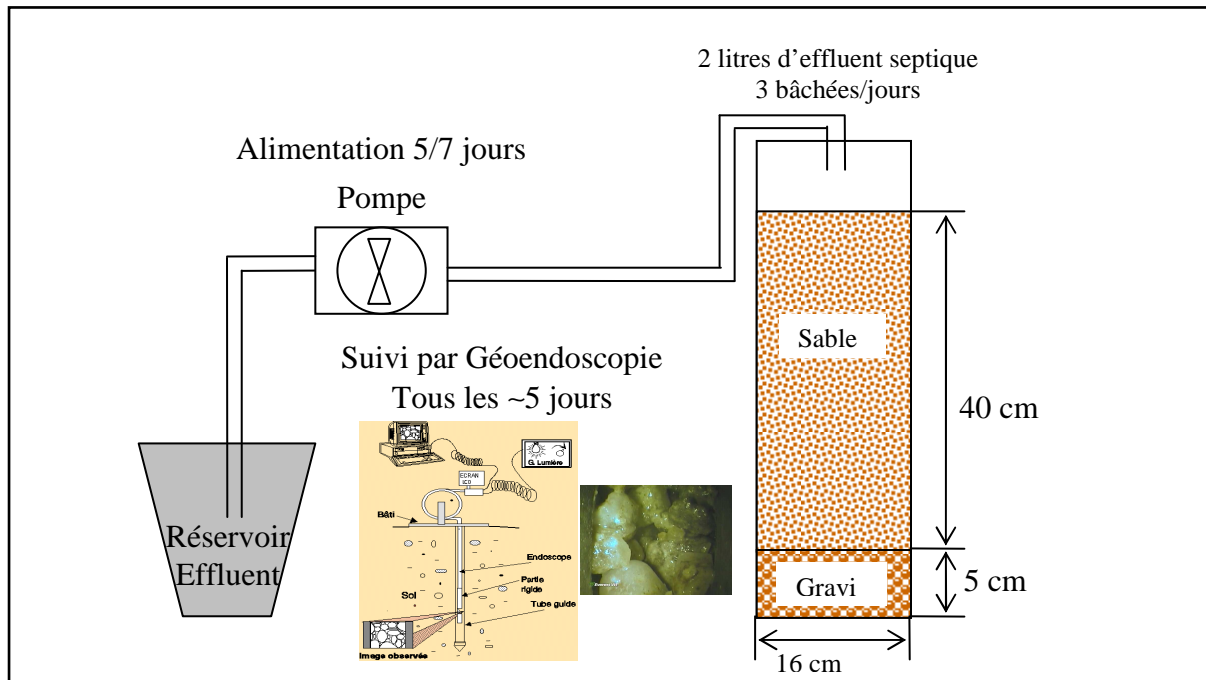


Figure 76: Protocole expérimental de l'étude du colmatage par Géoendoscopie

Les densités sèches des sables de référence dans les colonnes correspondent à 100% d'Optimum Proctor Normal (OPN) (Tableau 44).

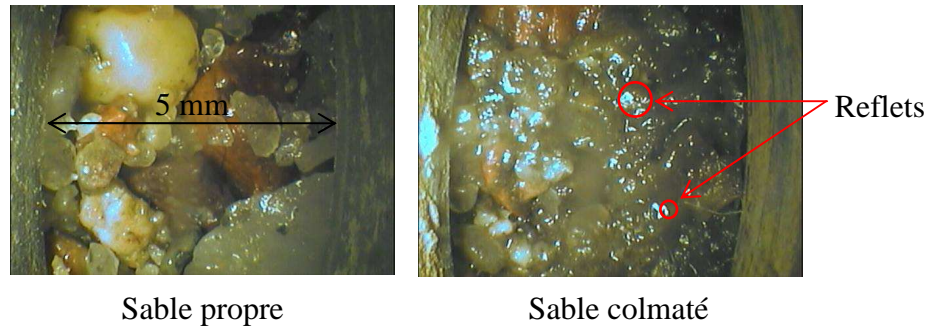
Sable	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	% OPN	e	I <sub>d</sub> (%)
R-Lafarge	15,5	100	0,709	40,09
R-Sograp	16,5	100	0,606	67,63
C-Sograp	16,5	100	0,606	54,02

Tableau 44: densités sèches des colonnes testées

### 3.5.2. Recherche des paramètres pertinents caractérisant le colmatage

La présence de colmatage a été mise en évidence par le ralentissement de l'infiltration ou la stagnation de l'effluent sur la surface de la colonne et confirmée par l'analyse visuelle des images qui a permis de montrer que les deux sables roulé et concassé Sograp développent la biomasse et accumulent les matières en suspension plus rapidement que le R-Lafarge du fait de la texture grossière de ce dernier. L'analyse visuelle des images obtenues permet bien de bien distinguer un sable sain d'un sable colmaté comme le montrent les images présentées Figure 77. Les images de sable colmaté montrent l'existence d'une sorte de « gel » qui entoure les grains et colmate les pores intergranulaires des deux sables Sograp. En revanche, pour le R-Lafarge, seulement une diminution du temps de passage de la bâchée a été enregistrée.

Un exemple d'images du sable R-Sograp à l'état « sain » et à l'état colmaté sont présentées Figure 77.



**Figure 77: Exemple d'images sable propre et colmaté (R-Sograp)**

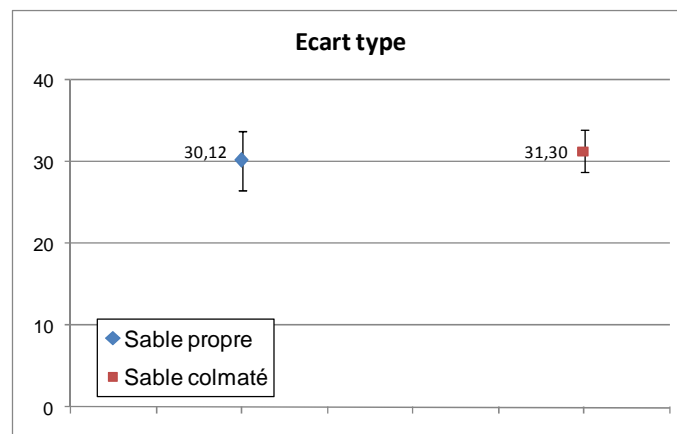
On a noté que sur les 40 cm de sable de la colonne, seuls les 10 premiers centimètres présentent du colmatage.

Afin de construire un outil d'analyse automatique du colmatage au sein du filtre, les images acquises par la géoendoscopie ont fait l'objet d'un traitement pour identifier les paramètres d'images influencés par la présence du colmatage et pouvoir ainsi différencier un sable propre d'un sable colmaté. Il a été choisi de travailler sur des paramètres de texture des images afin d'avoir une analyse globale des images et de disposer d'un outil de traitement rapide et automatique.

Breul [Bre99] et [Had04] ont mis en place des procédures de caractérisation de la texture basées sur une analyse statistique de l'image. Cette dernière utilise des paramètres du premier ordre issus de l'étude de l'histogramme de répartition des niveaux de gris. Ce travail a permis de mettre en évidence les paramètres les plus pertinents (moyenne, écart type, dissymétrie (skewness), aplatissement (kurtosis) et entropie) pour caractériser la texture d'un sol [Had04].

Haddani [Had04] a montré par une étude paramétrique que les paramètres les plus robustes pour caractériser la texture sont l'écart type et l'aplatissement (kurtosis).

Nous avons réalisé une étude de l'évolution de ces deux paramètres sur 34 images de sable propre et 26 images de sable colmaté. Les valeurs d'écart-type et du coefficient d'aplatissement sont présentées Figure 78.



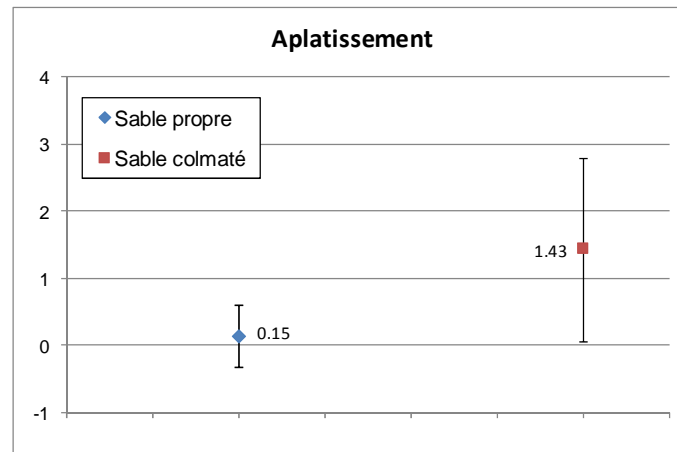


Figure 78 : Evolution des paramètres d'analyse d'images (sable propre et colmaté)

L'écart des valeurs d'aplatissement entre un sable colmaté et un sable propre permet de distinguer la présence ou non du colmatage. Ce dernier est effectif lorsque l'aplatissement est voisin de « 1 » sinon il est voisin de « 0 » lorsque le sable est propre.

Concernant l'écart type, on constate qu'il n'est pas influencé par la présence du colmatage, les valeurs de ce dernier pour le sable colmaté étant très proches de celles obtenues pour le sable propre.

Afin de valider cette analyse et d'étudier la sensibilité de l'aplatissement au colmatage, nous avons analysé l'évolution de ce paramètre pour le sable R-Sograp en fonction de la profondeur et en fonction du temps. Les résultats obtenus sont fournis Figure 79.

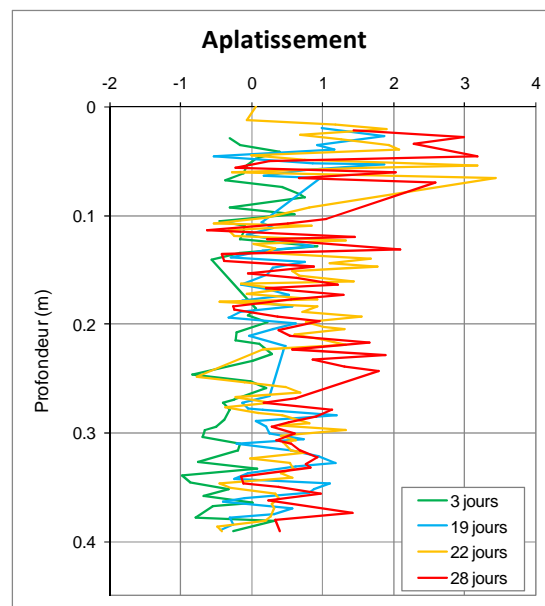


Figure 79 : Analyse du colmatage en fonction du temps (R-Sograp)

On constate que l'aplatissement est influencé par la présence d'un colmatage sévère (sur les 10 premiers cm). Dans notre cas, la présence du colmatage a tendance à « lisser » les images par le remplissage des pores par la biomasse et donc à uniformiser leur texture. C'est pourquoi, l'analyse du paramètre aplatissement est sensible à l'évolution du colmatage. A titre

indicatif, on rappelle qu'une valeur de l'aplatissement très positive ou très négative signifie qu'un grand nombre de valeurs de l'histogramme de répartition du niveau de gris se concentrent autour de la valeur moyenne, et qu'un petit nombre se situent très loin de celle-ci.

Ces résultats montrent une augmentation de l'aplatissement au cours du temps (3, 19 et 22 jours) dans la partie supérieure de la colonne sur environ 10 cm. L'aplatissement est quasiment identique à 22 et 28 jours (colmatage constant).

Le même traitement a été testé sur les images du sable C-Sograp. Les résultats permettent de distinguer la présence du colmatage sur les 15 premiers centimètres à 25, 30 et 35 jours où la valeur de l'aplatissement était proche de « 1 ». Ce constat est confirmé par l'analyse visuelle des images acquises où on arrive bien à différencier entre les zones colmatées et les zones propres (Figure 80). Les résultats issus de ce traitement sont présentés Figure 81.

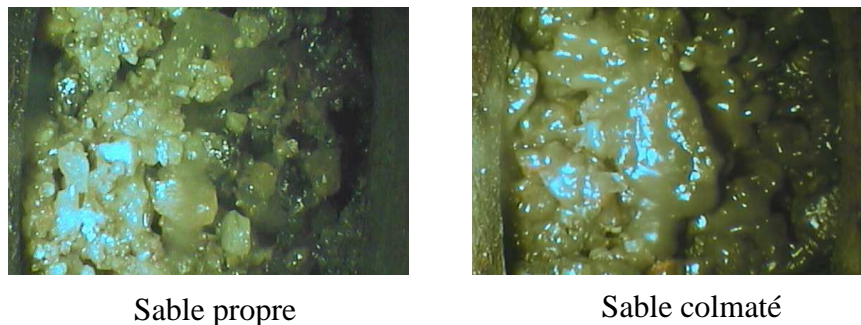


Figure 80 : Exemple d'images sable propre et colmaté (C-Sograp)

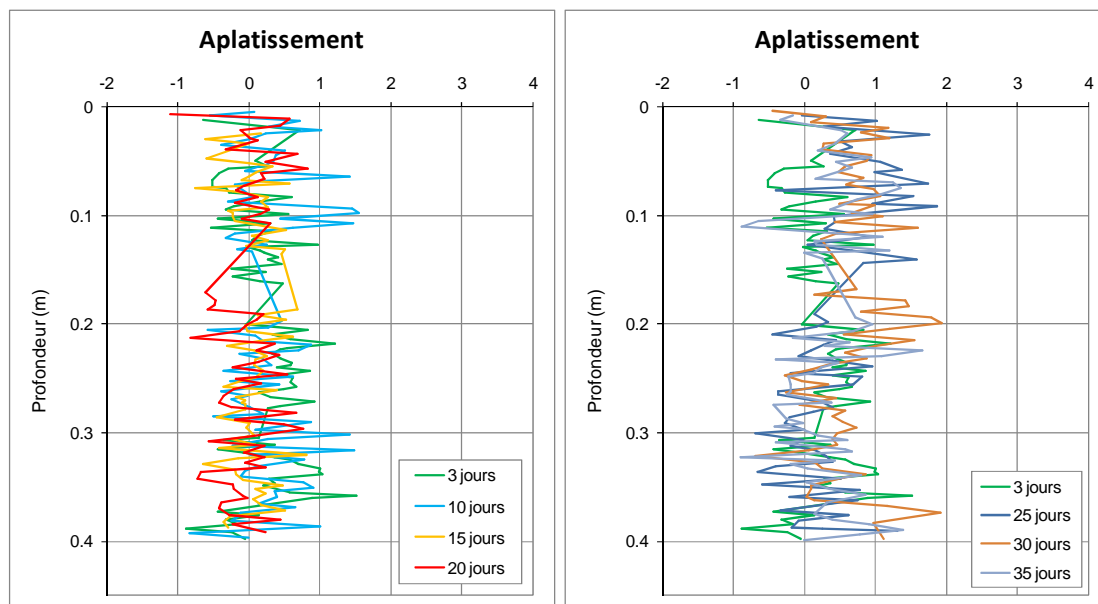


Figure 81 : Analyse du colmatage (aplatissement) C-Sograp

Concernant la colonne R-Lafarge, l'analyse visuelle des images montre l'absence de biomasse (colmatage), ce qui est confirmé par l'analyse automatique (Figure 82),



l'aplatissement étant resté quasiment constant pendant les 35 jours d'alimentation par l'effluent (Figure 83).

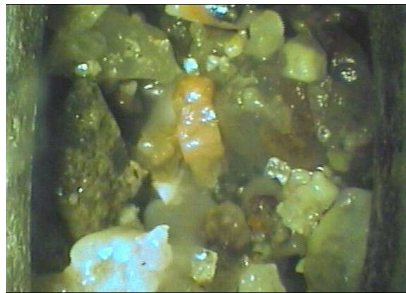


Image du sable à la surface de la colonne à 0 jours



Image du sable à la surface de la colonne à 35 jours

Figure 82: Exemple d'image du sable R. Lafarge à 0 jours (propre) et après 30 jours d'alimentation

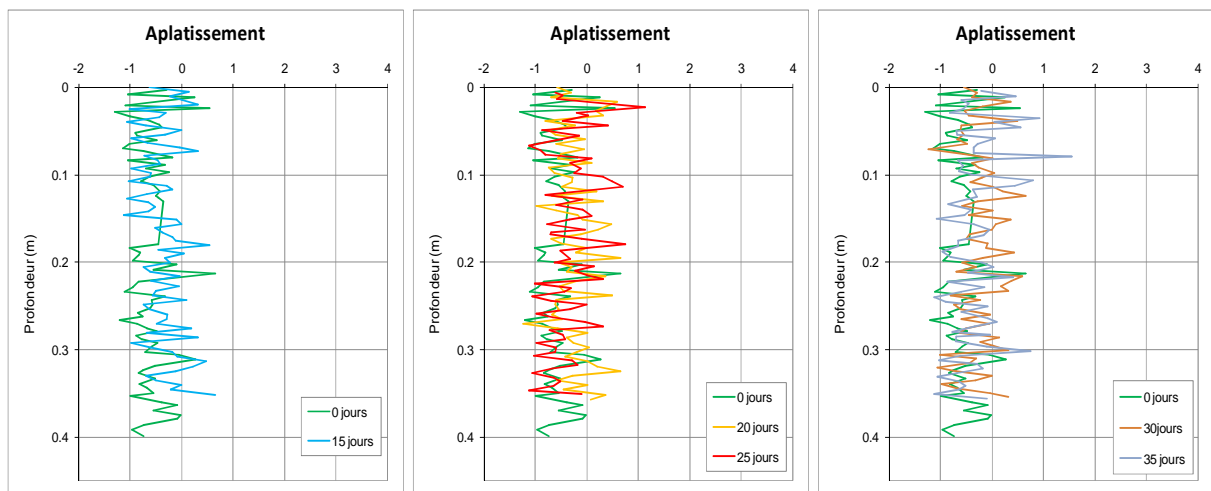


Figure 83 : Analyse du colmatage (aplatissement) R-Lafarge

Après démontage des colonnes, le colmatage est très visible sur les premier 10 cm pour le R-Sograp. Concernant le C-Sograp, le colmatage est très visible et généralisé sur toute la profondeur. La partie inférieure de la colonne est passée en aérobiose (biomasse de couleur noire (Figure 84). En revanche, on a remarqué l'absence de colmatage pour le R-Lafarge (Figure 85).



Haut



Milieu



Bas

Figure 84 : Colonne colmatée (C-Sograp) : images prises en haut au milieu et en bas de la colonne



Figure 85 : Colonne colmatée (R-Lafarge) : images prises en haut au milieu et en bas de la colonne

### 3.5.3. Caractérisation des colonnes Cemagref par géoendoscopie

L'analyse des images géoendoscopiques issues des sondages effectués dans les colonnes du Cemagref réalisées avec le R-Sograp à 0, 3 et 6 mois d'alimentation confirme l'absence de colmatage (Figure 86). L'aplatissement reste quasiment constant sur toute la hauteur de la colonne et est proche de l'aplatissement de la colonne de sable propre (à 0 mois). L'écart avec la colonne colmatée dans notre laboratoire est nettement visible.

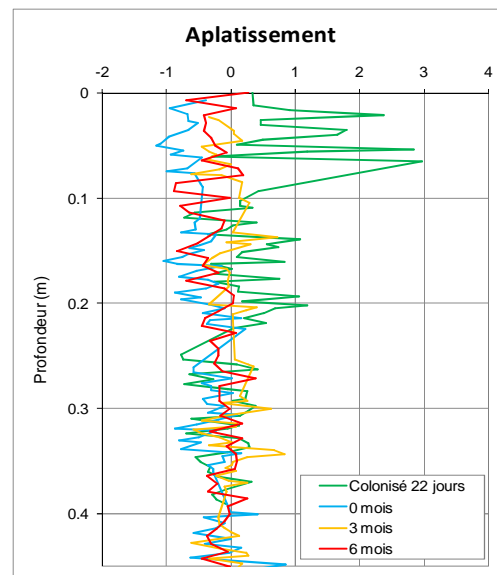


Figure 86: Comparaison du colmatage sur les colonnes R-Sograp avec celles du Cemagref

### 3.5.4. Conclusion

Cette étude a permis de montrer l'intérêt de la géoendoscopie pour la caractérisation du colmatage. Il a été montré que le traitement d'images permet d'apprécier la présence du colmatage par des paramètres statistiques. Il sera nécessaire par la suite de déterminer des seuils de colmatage (colmatage sévère, moyen ou faible) en fonction de ces paramètres afin de faire un diagnostic d'un filtre en place par un simple essai géoendoscopique.

### 3.6. BILAN SUR LES OUTILS

Dans ce chapitre, nous avons mené plusieurs études expérimentales dans le but de tester la pertinence, la sensibilité et l'efficacité des outils de diagnostic proposés à mesurer les paramètres à identifier pour juger l'état d'un filtre.

Nous avons pu établir avec la calibration du Panda les courbes de référence pour chacun des 3 matériaux et montrer la précision et la pertinence de cet outil à mesurer la densité. Ces courbes serviront donc de moyen de base pour estimer la densité en place des massifs filtrants.

Concernant, la géoendoscopie les résultats obtenus sur les 3 sables de référence montrent qu'on est capable d'obtenir avec une bonne approximation les caractéristiques granulométriques in situ. On a montré aussi qu'il est possible avec cet outil de caractériser la présence ou non du colmatage par un traitement d'images spécifique basé sur la détermination du coefficient d'aplatissement statistique.

Concernant l'évaluation de  $k_s$  in situ, les résultats d'essais réalisés sur les moules en laboratoire ont montrés des écarts importants par rapport aux résultats des essais Darcy. Cet outil est abandonné.

L'étude de calibration de la résistivité électrique a permis d'établir les courbes d'évolution de celle-ci en fonction du degré de saturation pour différentes densités. La résistivité électrique suit une tendance exponentielle avec le degré de saturation. On a pu estimer à partir des courbes de calibration établies, le degré de saturation des colonnes Cemagref.

Enfin nous avons montré que la teneur en oxygène permet de juger la présence ou non de l'activité biologique au sein de milieu. Le suivi dans le temps de ce paramètres permet en effet de constater ou non la présence du colmatage.

## **CHAPITRE 4 : VALIDATION DES OUTILS SUR DES OUVRAGES REELS**

Nous allons dans ce qui suit tester l'ensemble de ces outils sur des ouvrages réels afin d'évaluer leur adaptabilité aux contraintes réelles de terrain.

### **4.1. OBJECTIF**

Nous allons maintenant quitter le laboratoire pour rejoindre le terrain. Dans ce chapitre nous présentons les différentes études réalisées sur des ouvrages réels d'ANC. L'objectif principal de ce travail est de confronter les outils proposés aux contraintes et conditions réelles de site, de valider leur pertinence et d'établir une méthodologie de diagnostic en conditions réelles. Ces études porteront non seulement sur un filtre expérimental reconstitué à échelle 1 (Centre Scientifique et Technique du Bâtiment de Nantes) mais aussi sur des ouvrages en fonctionnement.

Ce chapitre est découpé en 2 sections :

La première section présente une synthèse des différentes campagnes d'essais réalisées et un descriptif général des ouvrages diagnostiqués.

Dans la seconde section, nous présentons une synthèse des essais réalisés in situ sur des filtres réels et sur le filtre expérimental du CSTB. Nous mettons l'accent dans cette section sur les réponses des outils et les premières réflexions sur la méthodologie de diagnostic proposée afin de mettre en évidence les apports, les limites et les conditions de validité du protocole de diagnostic.

### **4.2. DESCRIPTION DES SITES ET DES OUVRAGES DIAGNOSTIQUES**

Six campagnes d'essai ont été réalisées depuis le démarrage de la thèse : 3 campagnes ont eu lieu sur le site expérimental du CSTB de Nantes, et les 3 autres sur des sites réels dans le département du Tarn, la banlieue toulousaine et le Puy de Dôme. Lors de chaque campagne d'essais plusieurs ouvrages d'ANC (des filtres à sable verticaux drainés) d'âges différents ont été diagnostiqués dans le but d'évaluer la faisabilité, l'adaptabilité aux contraintes de site et la pertinence des outils à mesurer les paramètres qui permettent de juger l'état d'un filtre en place. Le choix des ouvrages diagnostiqués dans ces campagnes de mesure a été piloté par les services de Veolia Eau. Un bref descriptif des campagnes menées et les caractéristiques des ouvrages diagnostiqués sont présentés dans l'ordre chronologique ci-après. Les ouvrages réels sont désignés par les trois premières lettres du nom de famille de leur propriétaire.

#### **4.2.1. Site expérimental du CSTB**

Les 3 campagnes d'essais sur le site du CSTB se sont déroulées en juin 2006, Mai 2008 et Avril 2009 sur des ouvrages expérimentaux construits à échelle 1. Le but principal de ces campagnes est d'évaluer la pertinence des outils à déterminer l'évolution dans le temps de l'état des ouvrages et de comparer différentes filières d'assainissement entre elles, ce dernier point n'étant pas abordé dans ce rapport.

Une plate forme expérimentale composée de 8 filières d'ANC a été bâtie dans le cadre d'un projet de recherche sur les performances des différentes filières d'ANC en conditions de fonctionnement. Parmi ces 8 filières, on retrouve la filière des filtres verticaux drainés sur

laquelle s'est focalisée nos mesures. Ces dernières ont été effectuées sur un filtre appelé filtre Veolia répondant aux critères du DTU. La surface du filtre est de 25 m<sup>2</sup> (5x5m), sa structure du haut vers le bas est la suivante : 25 cm de terre végétale, 20 cm de gravier, 70 cm de sable et 20 cm de gravier. Le début de la couche de sable se situe à 45 cm par rapport à la surface.

#### 4.2.2. Sites Réels

La première campagne d'essais sur des sites réels a été effectuée en février 2006 dans le département du Tarn. Cette mission, qui a duré 3 jours, avait pour but de faire un premier test des outils proposés afin d'évaluer l'intérêt de chacun de ces outils pour diagnostiquer ou caractériser les ouvrages réels ainsi que leur complémentarité. Au total, 5 dispositifs d'ANC ont été visités chez des particuliers. Les caractéristiques de chaque dispositif sont présentées ci-après (Tableau 45).

La deuxième campagne d'essai a été réalisée à Toulouse au mois de mars et avril 2007. Son objectif était la validation d'une méthodologie de diagnostic dégagée après les réflexions faites sur les réponses des différents outils obtenues lors des deux premières campagnes (Tarn, CSTB). Au total, sept ouvrages ont fait l'objet d'un diagnostic dans cette campagne. La surface des filtres varie entre 20 et 80 m<sup>2</sup> (Tableau 45). Le filtre de 80 m<sup>2</sup> a été conçu pour une discothèque, ce filtre reçoit des charges importantes d'eaux usées seulement pendant les week-ends. Parmi ces filtres se trouve aussi un nouveau filtre de 20 m<sup>2</sup> qui a été réalisé pour recevoir des eaux usées des toilettes d'une petite entreprise (bureaux), ceci montre que la solution de choix des ANC est très répandue.

Les ouvrages diagnostiqués ont un âge très variable, le plus ancien date de 1984 (>20 ans). D'après son propriétaire, ce filtre n'a jamais posé de problème particulier bien qu'il soit implanté sous un parking. Deux autres filtres qui datent des années quatre-vingts (1987 et 1989), ont posé des difficultés de diagnostic : le premier en raison de la présence d'arbres plantés sur le filtre et le second en raison de la difficulté d'identifier l'emplacement du filtre à cause de l'incapacité de retrouver les regards d'entrée et de sortie des eaux usées (couverture végétale). Les filtres les plus récents datent de 2000 et 2006 (Tableau 45). L'ensemble des filtres dispose de regards de répartition et de récupération des effluents ce qui confirme qu'il s'agit d'une filière drainée. Cependant, on remarque pour la majorité des dispositifs que la hauteur de la couche de terre végétale de surface ne respecte pas les normes du DTU.64.1 (entre 20 et 30 cm) [DTU07], elle est en moyenne autour de 1 m et elle avoisine 1,4 m pour certains ouvrages.

Les caractéristiques des ouvrages diagnostiqués sont synthétisées Tableau 45.

Nom	Surface (m <sup>2</sup> )	Age (année de mise en service)	Nombre de personne	Pente terrain naturel	remarque
GRE	25	1 (2005)	?	Oui (dans le sens de l'écoulement)	/
SOR	25	5 (2001)	?	Oui (dans le sens de l'écoulement)	/
TUR	30	5 (2001)	?	non	/
OTT	25	5 (2001)	?	Oui (dans le sens de la diagonale)	/
VAL	25	1 (2005)	?	non	Non drainé

GEZ	20	1 (2006)	2 dans la journée (bureau)	?	/
MAR	20	7 (2000)	4	?	/
MON	25	15 (1992)	4 et 2 occasionnellement les dernières années	Oui dans le sens de la largeur	Puits filtrant (sec)
GAR	30	15 (1992)	4 et 2 quotidiennement les dernières années	?	/
FEN	25	18 (1989)	4	?	
VIE	25	20 (1987)	3	?	Arbres plantés sur le filtre
TAB	80	23 (1984)	Une famille en permanence (nbr 3) + activité de la discothèque les weekends	?	/

**Tableau 45 : Caractéristiques générales des ouvrages diagnostiqués dans le Tarn et à Toulouse**

### 4.3. REPONSES DES DIFFERENTS OUTILS

Nous avons choisi dans ce paragraphe de synthétiser les résultats obtenus au cours des différentes campagnes d'essais. Nous présentons la réponse de chaque outil pris séparément en tentant d'évaluer s'il est capable ou non de répondre aux objectifs fixés pour son utilisation et en mettant l'accent sur ses avantages et ses limites d'utilisation (les paramètres à identifier, les contraintes de site et le but d'utilisation de chaque outil sont présentés au chapitre 2).

#### 4.3.1. Essais effectués

Les essais réalisés lors des campagnes de mesure sont reportés dans le Tableau 46.

Outils	Filtre expérimentale CSTB			Filtres réels											
	2006	2008	2009	GRE	SOR	TUR	OTT	VAL	GEZ	MAR	MON	GAR	FEN	VIE	TAB
Géoradar	/	/	/	12	8	5	12	9	/	/	/	/	/	/	/
Résistivité globale	8	9	9	12	8	5	12	9	9	5	2	6	4	4	2
Permeamètre léger	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	2	/	2	1	/
Panda	9	8	8	5	6	5	6	6	4	3	5	4	7	7	3
Géoendoscopie	3	4	6	6	4	2	3	4	1	/	4	3	/	4	2
Résistivité locale	/	3	/	/	/	/	/	/	1	1	1	1	3	3	/
Mesure de gaz	6	4	9	/	/	/	/	/	/	/	/	/	6	3	4

Tableau 46 : Nombre d'essais effectués lors des campagnes de mesure

### 4.3.2. Géoradar

L'utilisation du géoradar sur les filtres d'ANC a pour objectif de cartographier la structure du filtre et de tenter de retrouver les zones les plus humides, c'est-à-dire d'avoir une carte des valeurs de la teneur en eau.

Le géoradar permet de mesurer la permittivité diélectrique notée  $\epsilon$  et exprimée en farads par mètre (F/m) des ondes électromagnétiques émises dans le sol ; la permittivité diélectrique du vide  $\epsilon_0 = 8,84.10^{-12}$  F/m ; la plupart des matériaux géologiques ont une permittivité diélectrique de quelques unités de  $\epsilon_0$  tandis que pour l'eau  $\epsilon_{\text{eau}}$  est autour de  $81 \times \epsilon_0$  ce qui fait que cette grandeur est très sensible à la teneur en eau.

Nous avons pris l'exemple des filtres GRE et TUR afin de présenter les résultats de la réponse de cet outil sur des ouvrages réels. L'emplacement et les résultats des essais sont présentés Figures 88 et 89.

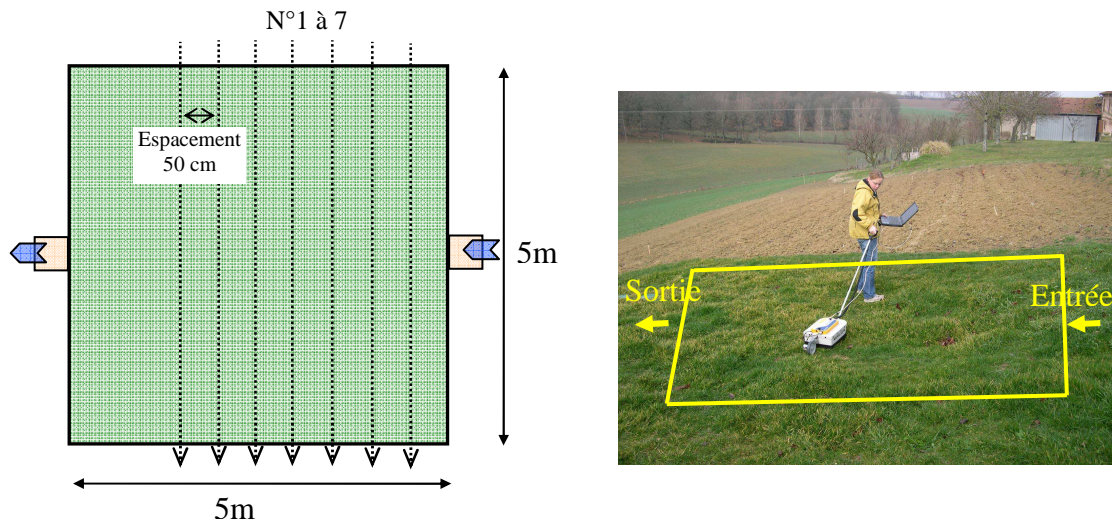
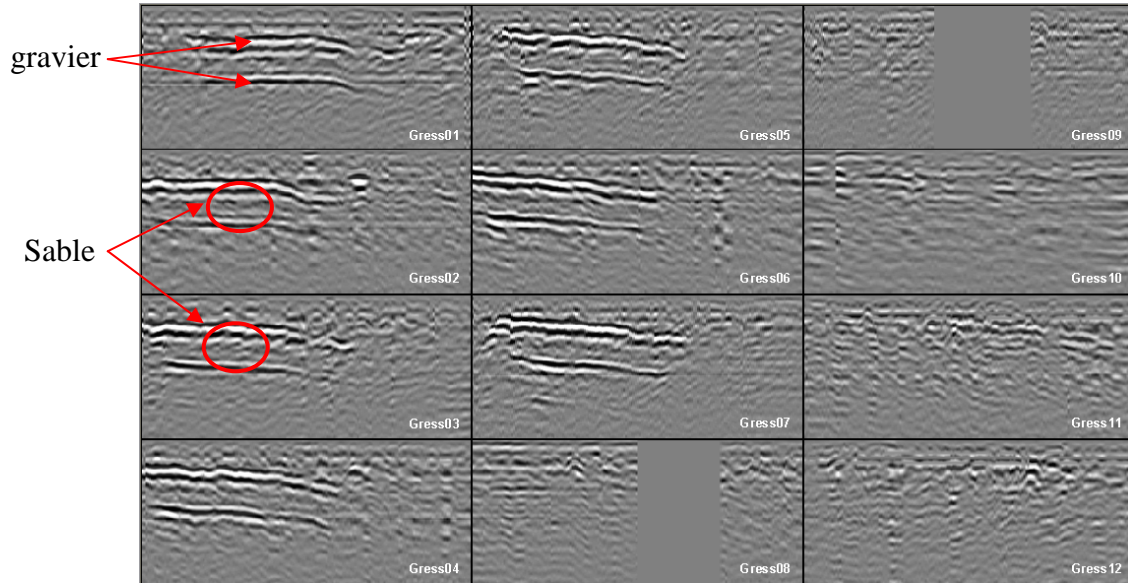


Figure 87 : Emplacement des profils radar sur le filtre GRE

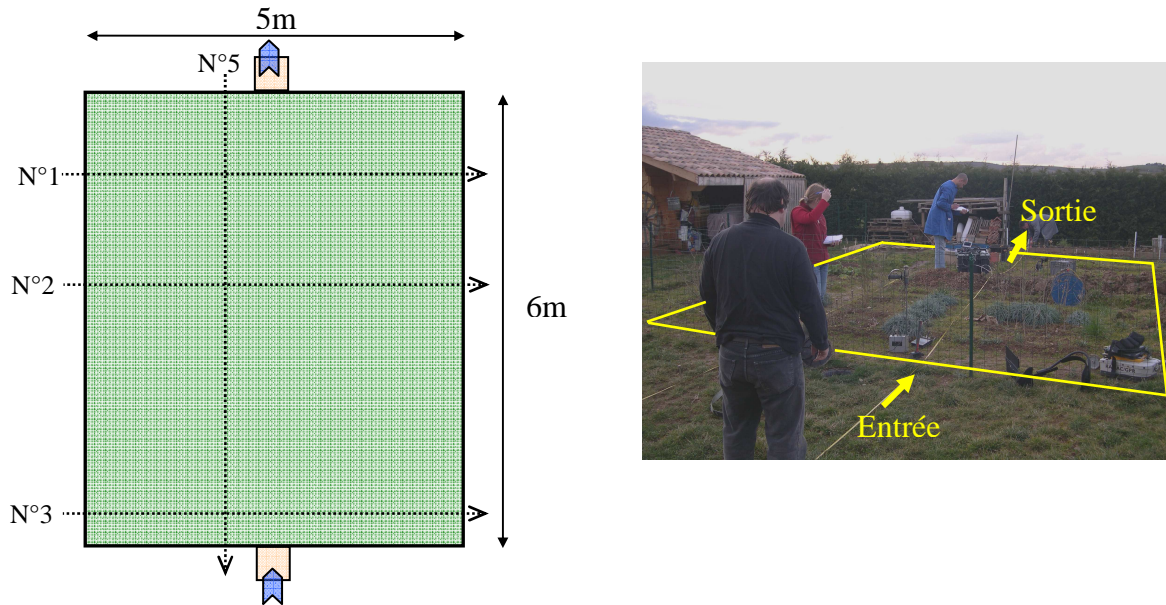




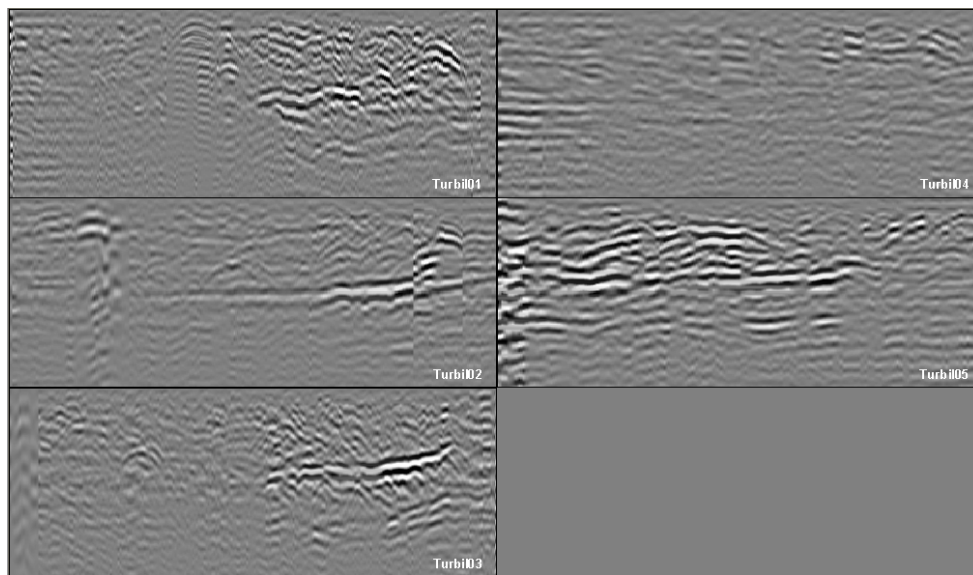
**Figure 88 : Profil radar du filtre GRE**

On constate tout d'abord que les profils 8 à 12 sont hors du filtre. Sur les autres profils radar, on observe deux réflecteurs principaux. Ces deux réflecteurs correspondent à l'interface gravier-sable pour le premier et sable-gravier pour le deuxième, là où se trouve principalement l'eau (répartition, récupération). Ces mêmes réflecteurs sont très atténués en partie basse à cause d'une teneur en eau moins forte. Le massif filtrant se trouve donc entre ces deux réflecteurs. On observe de plus que ces réflecteurs sont obliques et possèdent la même pente sur tous les profils, ceci correspond à la topographie du terrain. Ces mesures permettent donc d'identifier l'épaisseur globale du filtre et ses limites, mais n'apportent aucun renseignement sur l'état d'humidité intérieur du filtre.

Concernant le filtre TUR, l'emplacement et le résultat des profils radar sont donnés Figures 90 et 91.



**Figure 89 : Emplacement des profils radar sur le filtre TUR**

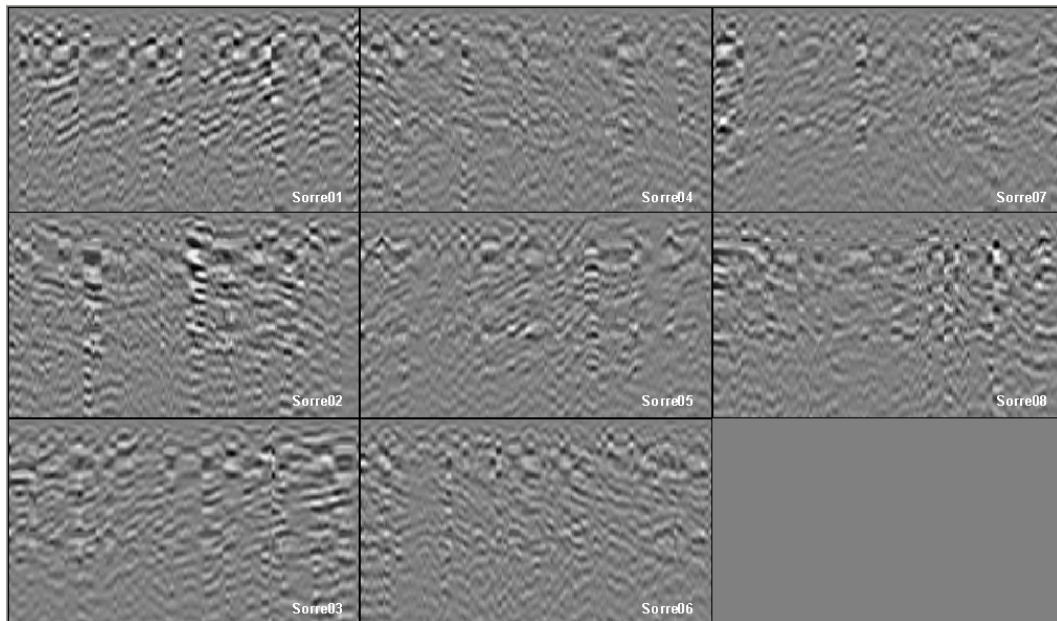


**Figure 90 : Profil radar du filtre TUR**

Le profil N°4 est hors du filtre (aucune observation à faire). Sur les autres profils, on observe des réflecteurs à des profondeurs variables selon les profils surtout pour les profils N°1, 2 et 5 où les deux couches de graviers sont imperceptibles ; les réflecteurs observés n'ont pas pu être reliés à des structures particulières du filtre alors que les autres outils ont permis de repérer très facilement les différentes couches (terre végétale, graviers, sable).

Sur l'ensemble des résultats obtenus pour les 3 autres filtres diagnostiqués : SOR, OTT, VAL (Tableau 45), on a constaté un seul problème de mesure où aucune information n'a pu être extraite à partir de l'étude des profils radar. La présence d'une couche de terre végétale très argileuse a empêché les ondes électromagnétiques de passer dans les couches inférieures

(effet écran). La profondeur d'investigation au radar qui dépend principalement de la fréquence utilisée et de la résistivité du milieu, est très limitée en présence d'argile ou d'une nappe qui empêchent toute transmission des ondes (Figure 91).



**Figure 91 : Profil radar du filtre SOR**

### ***Conclusion***

Les mesures géoradar ne semblent pas porteuses de beaucoup d'information sur la structure interne du filtre et sur son état hydrique. Néanmoins, ces mesures permettent de détecter les deux couches de gravier. De plus, il apparaît que la présence d'un terrain argileux empêche la réalisation de la mesure dans de bonnes conditions en masquant les couches sous-jacentes.

### **4.3.3. Résistivité électrique globale**

Les résultats et analyses présentés ici ont été effectués par l'équipe du Cemagref. Sur les filtres d'ANC les objectifs sont de :

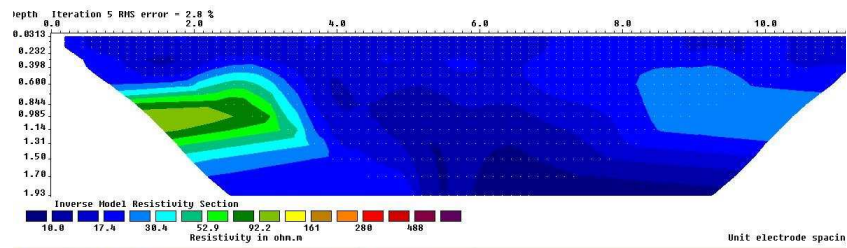
- a. localiser le filtre et ses différentes composantes,
- b. voir si la technique est opérationnelle et s'applique partout (adaptabilité),
- c. voir si elle permet de comprendre le comportement du filtre et son évolution au cours du temps,
- d. détecter la présence ou non du colmatage ou de la saturation.

Nous présentons dans ce qui suit des exemples de filtres qui répondent à chacun de ces objectifs.

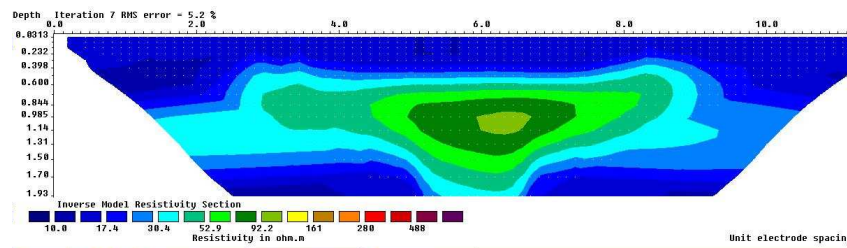
*a) Localisation du filtre et ses composantes*

L'exemple du filtre FER est très intéressant, le propriétaire de cette résidence ne se souvenait plus de l'endroit exact de son filtre et les regards de répartition et de récupération n'ont pas pu être repérés (enterrés sous la terre végétale).

C'est grâce à une 1<sup>ère</sup> mesure de résistivité globale que le filtre a été localisé comme le montre le profil Figure 92 où une partie du filtre apparaît à gauche du profil. Par la suite toutes les mesures ont été décalées, un exemple de profil après décalage est présenté Figure 93.



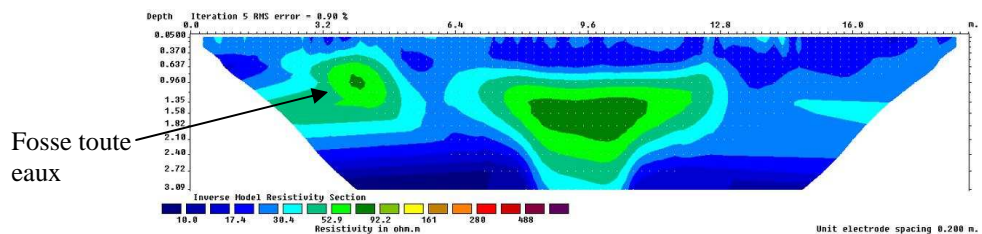
**Figure 92 : Profil de résistivité globale permettant de localiser le filtre FER**



**Figure 93 : Profil de résistivité globale après décalage des sondes**

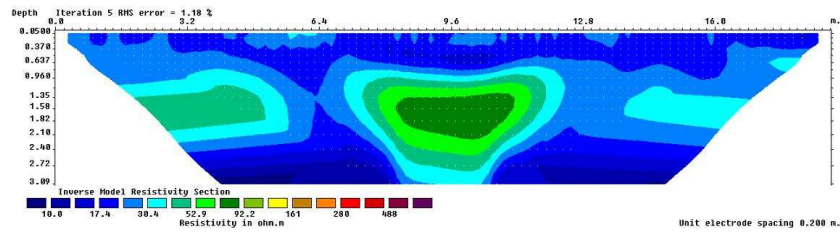
Concernant l'identification des différentes composantes du filtre, nous présentons ici deux profils longitudinaux réalisés dans le sens de l'écoulement du filtre GAR (Figure 94). Il faut signaler que la répartition est toujours à gauche et la récupération est à droite.

Profil N°1





## Profil N°2

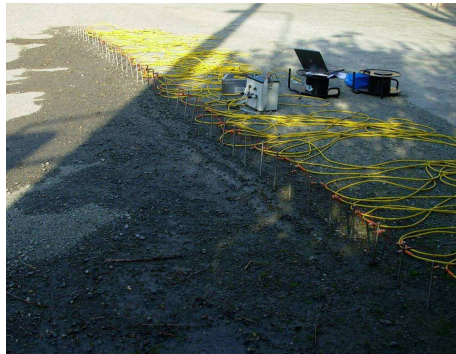


**Figure 94 : Les deux profils longitudinaux de résistivité électrique globale (GAR)**

Les deux profils longitudinaux de résistivité électrique montrent une structure particulière à l'intérieur du terrain, la partie verte plus résistante, correspond au filtre, alors que le terrain environnant est composé de terre végétale de résistance plus faible (couleur Bleu). Entre ces deux structures on trouve une zone de résistivité intermédiaire de couleur bleu clair qui caractérise vraisemblablement les deux couches de gravier. Les épaisseurs des différentes couches sont difficilement identifiables.

**b) Adaptabilité**

L'exemple du filtre TAB montre l'impossibilité de réaliser des mesures de résistivité globale dans le cas d'un sol de surface très compacte (parking constitué de granulats très sec). L'implantation des électrodes a été très difficile et le courant injecté n'a pas pu traverser le milieu à cause de sa structure très résistante (Figure 95).



**Figure 95 : Photo de l'implantation des sondes de résistivité globale (TAB)**

S'ajoute à cela, le problème de l'encombrement, les sondes devront être implantées en dehors des limites du filtre afin de cartographier les extrémités de part et d'autre. La surface doit donc être dégagée de tout obstacle (arbres, grillage...) et le filtre ne doit pas être très proche de l'habitation (Figure 96). Dans les autres cas, la résistivité globale n'a pas posé de problème particulier.



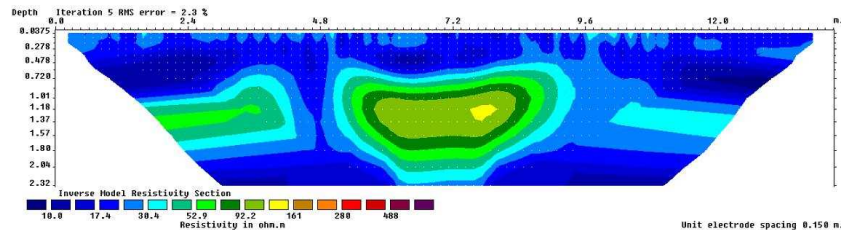
Figure 96 : Obstacles contraignants d'un filtre (grillage, arbres...)

*c) Comportement du filtre et l'évolution au cours du temps*

Nous présentons deux exemples de filtre ; les profils transversaux du filtre GAR et ceux du filtre Véolia (CSTB).

Concernant le filtre GAR 2 transversaux profils sont présentés Figure 97. Le premier est réalisé près de la répartition et le deuxième près de la récupération.

Profil N°1



Profil N°2

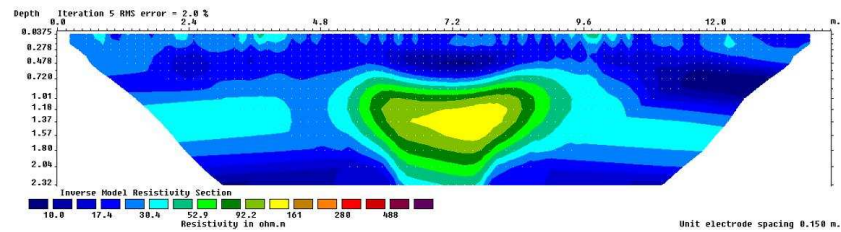


Figure 97 : Les deux profils transversaux de résistivité électrique globale (GAR)

La comparaison des deux profils transversaux montre que le filtre est moins résistant donc plus humide près de la répartition que la récupération.

On constate aussi un problème de répartition de l'effluent entre la partie gauche et droite. En effet la partie droite du filtre que ce soit près de la répartition ou de la récupération est moins résistante et donc plus humide que la partie gauche. Cette observation révèle un problème d'horizontalité du filtre à l'intérieur du terrain environnant qui est lui-aussi en pente dans la même direction. Ce problème a aussi été mis en évidence par le couplage des mesures topographiques, pénétrométriques et géoendoscopiques.

Concernant le filtre Véolia (CSTB), Les profils lors de la première campagne (2006) sont présentés ci dessous et ils sont suivis de ceux réalisés lors de la deuxième campagne (2008). L'emplacement des 8 profils est présentée Figure 98. Ceux-ci sont représentés avec la même échelle de couleurs, c'est-à-dire avec la même échelle de résistivité (une couleur correspond à une résistivité donnée qui est la même pour tous les profils). Les échelles de couleur de la résistivité entre les deux campagnes ne sont pas identiques compte tenu de leur gamme de variation différente.

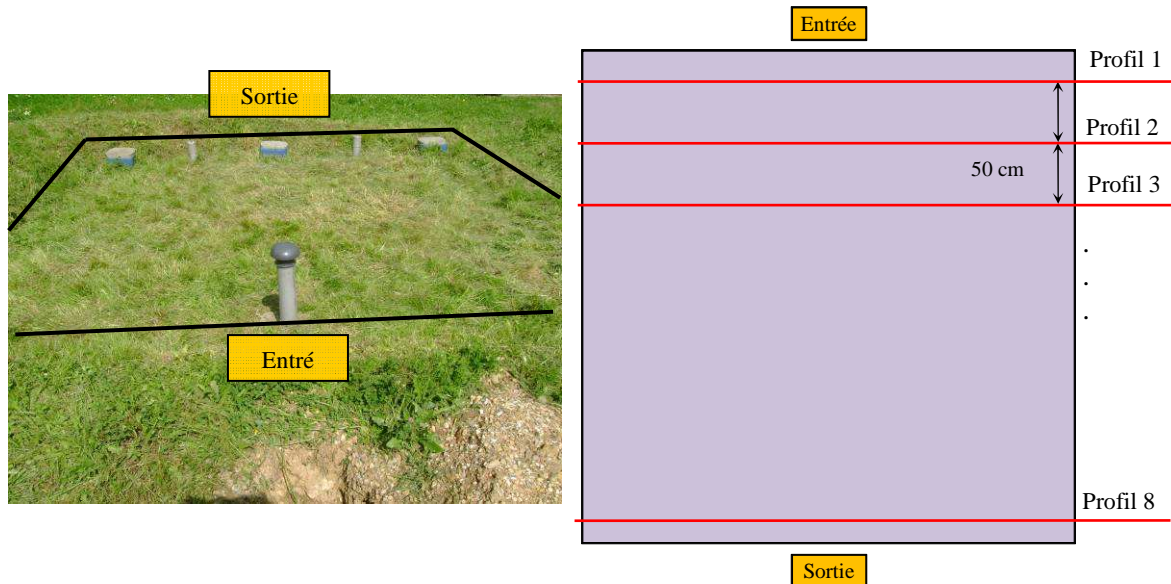


Figure 98 : Emplacement des profils de résistivité globale (filtre Véolia CSTB)

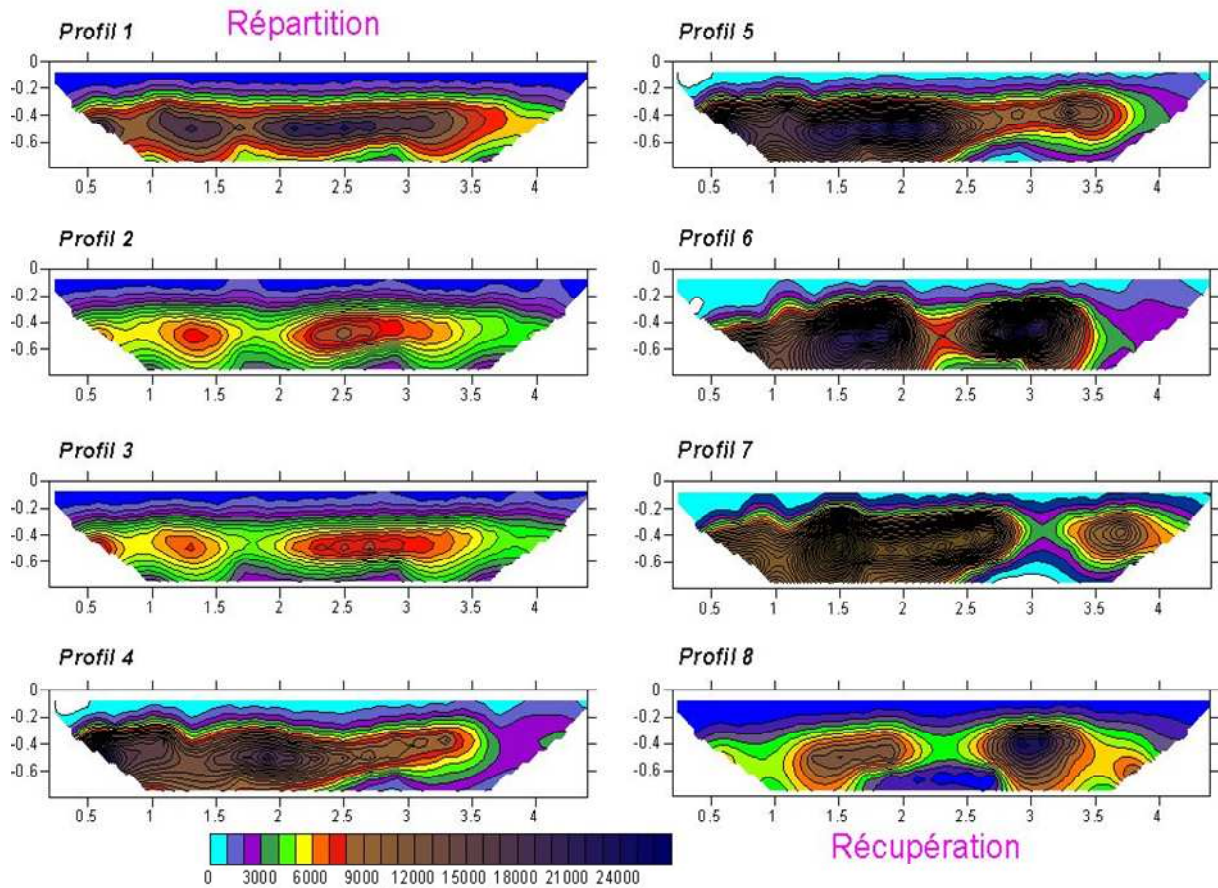
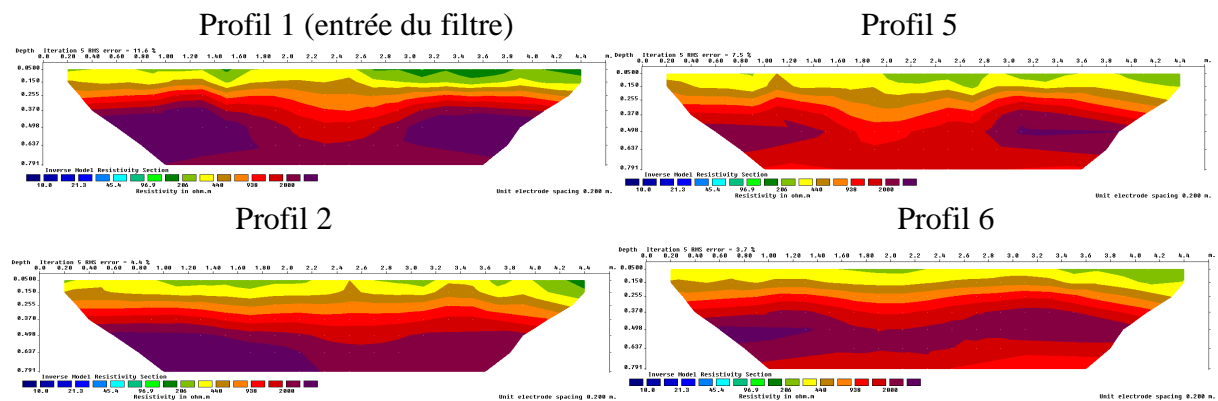


Figure 99 : Profils électriques obtenus lors de la première campagne de mesures (Compagne 2006)

Les profils de résistivité électrique présentés ici, ne représentent pas l'ensemble de la structure du filtre (terre végétale + couche de sable + deux couches de gravier). Les profils se limitent à 80 cm de profondeur ce qui permet de caractériser le filtre jusqu'au milieu de la couche de sable. Dans les résultats figurés ci-dessus, les profils 1, 2, 3 et 8 sont moins résistants que les autres profils. On observe une structure plus résistante entre 25 et 45 cm ce qui correspond vraisemblablement à la couche du gravier. A partir du profil 4, on observe une résistivité plus faible en profondeur (>45 cm) dans la partie gauche du filtre (par rapport au sens de l'écoulement) ce qui correspond peut être à une alimentation plus forte à cet endroit. De plus, on remarque que le 1/3 gauche dans la couche du gravier est moins résistant que les 2/3 droit ; a priori la partie gauche du filtre paraît plus utilisée que la partie droite.





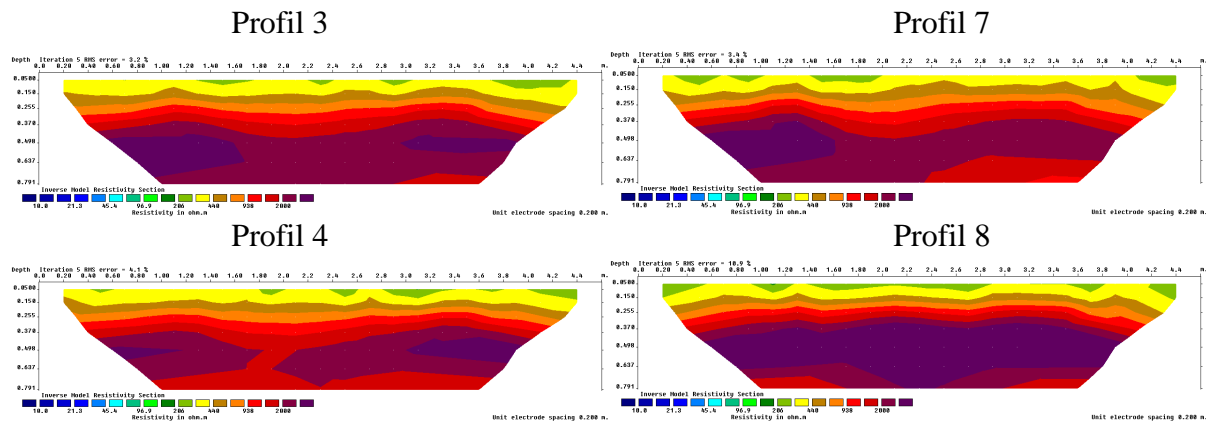


Figure 100 : Profils électriques obtenus lors de la deuxième campagne de mesures (Campagne 2008)

Globalement, les profils 2008 montrent que le filtre est assez homogène sur toute la longueur. On remarque sur les profils 5 et 6 que la résistivité est légèrement plus faible dans la couche de sable (>45 cm) ce qui peut être expliqué par une légère humidité de cette zone par rapport au reste du filtre.

Concernant l'évolution de la résistivité électrique entre les deux campagnes (2006 et 2008), la comparaison des profils montre que la valeur maximum de la résistivité passe de 24000  $\Omega.m$  à 3000  $\Omega.m$ , ceci étant révélateur d'une humidité plus importante lors de la deuxième campagne de 2008. Cela peut être dû à une colonisation plus forte du massif et/ou à une humidification globale plus importante. Il faut signaler que lors des mesures de la deuxième campagne, le sol était très humide car la pluie avait été abondante. Il faut préciser aussi que le protocole d'interrogation a été le même pour les deux campagnes de mesures.

### Conclusions

La mesure de résistivité globale permet de localiser le filtre, de discerner des résistances synonymes de zones de comportement différent à l'intérieur du filtre et d'évaluer l'évolution de la résistivité électrique en terme d'humidité dans le temps sur un même ouvrage.

Cependant cette évolution ne permet pas de distinguer les zones les plus chargées donc les plus humides des zones moins chargées donc les moins humides car la résistivité électrique n'est pas seulement influencée par l'humidité mais aussi par la densité. Or le massif s'est légèrement densifié entre 2006 et 2008 comme la présentation des essais Panda le montrera ; de plus, le degré d'humidité ou de saturation n'est pas encore quantifiable ; enfin, la présence de colmatage est elle aussi loin d'être repérée.

Le protocole de mesure utilisé ne permet pas de représenter la structure complète du filtre. Le profil ne descend qu'à 80 cm alors que le filtre s'étend jusqu'à 1,1 m. Il convient donc de définir un mode opératoire (écartement des électrodes, longueur des profils à réaliser...) et un protocole d'interrogation et de traitement de données adapté pour ce type de systèmes toute en assurant la précision des mesures.

#### 4.3.4. Essais pénétrométriques Panda

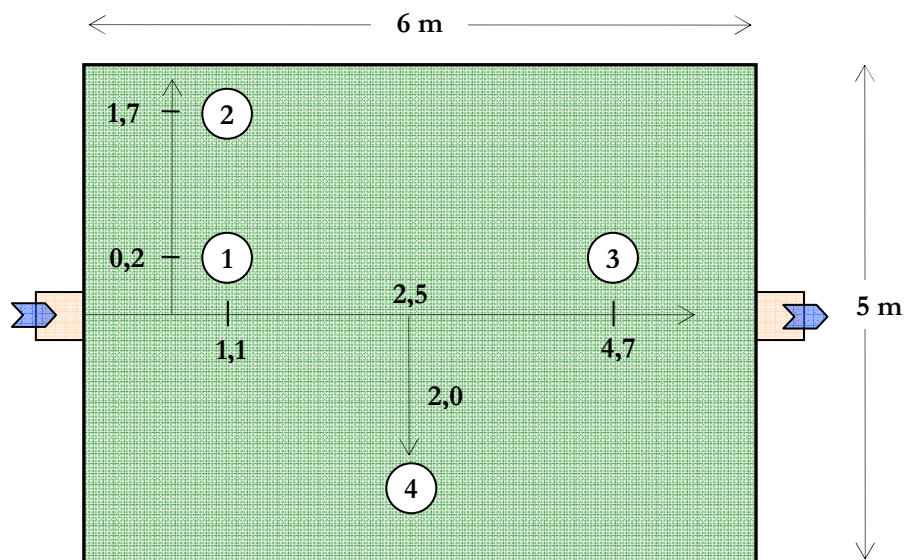
Le pénétromètre Panda a été testé dans le but de :

- repérer les différentes couches (structure du filtre),
- repérer la variation de la densité au sein du filtre et dans le temps,
- repérer les zones colmatées,
- voir son adaptabilité aux contraintes de site.

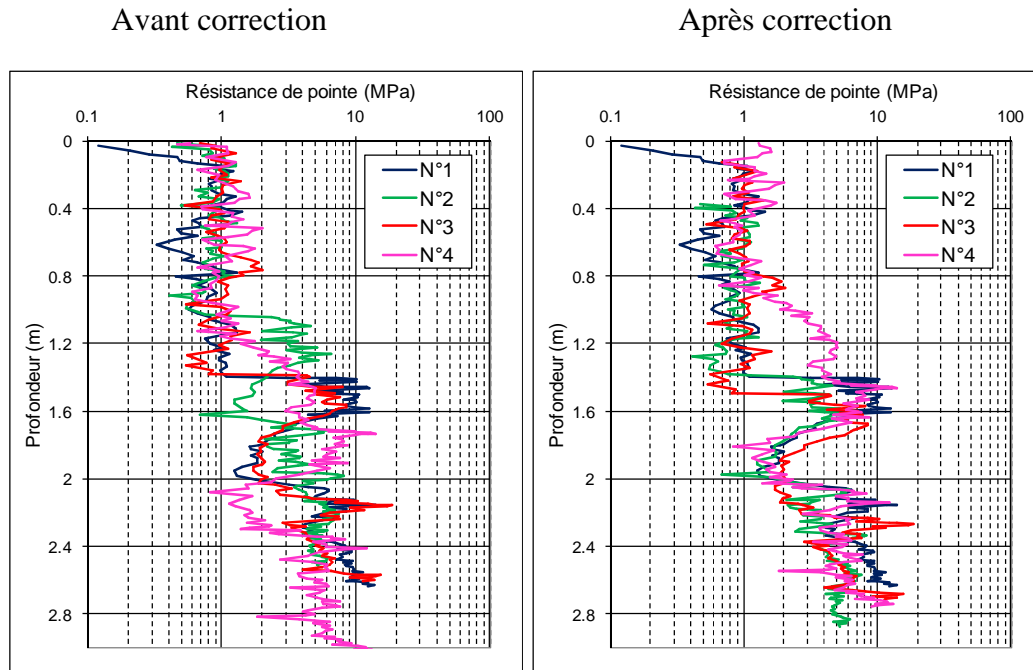
*a) Géométrie et structure du filtre*

Nous avons pris l'exemple du filtre GAR ; en surface, le terrain est en pente dans le sens transversal du filtre. L'emplacement des essais pénétrométriques se trouve sur la Figure 101.

D'un point de vue pratique pour vérifier horizontalité de la surface du filtre, des relevés topographiques ont été réalisés ; ces relevés vont permettre de corriger les différents profils pénétrométriques et les repérer verticalement par rapport à une même référence. Les résultats avant et après correction sont fournis Figure 102.



**Figure 101 : Emplacement des essais pénétrométriques et géoendoscopiques (GAR)**



**Figure 102 : Pénétragrammes Panda avant et après correction de profondeur (GAR)**

Avant correction, le point N°2 situé un peu plus bas et le point N°4 situé à peu plus haut sont décalés par rapport aux profils pénétrométriques N°1 et 3 qui sont quasiment identiques ; ceci est due à la pente du terrain naturel (épaisseur de la terre végétale variable).

Après correction, les pénétragrammes ont été retracés à partir de la même référence en fonction des levés topographiques de surface mesurés pour chaque position d'essai.

L'écart entre les pénétragrammes N°1 et 3 qui sont sur le même axe longitudinal montre que le filtre est incliné dans sa partie centrale de l'amont vers l'aval de 2,5% (9 cm de décalage entre les deux Panda).

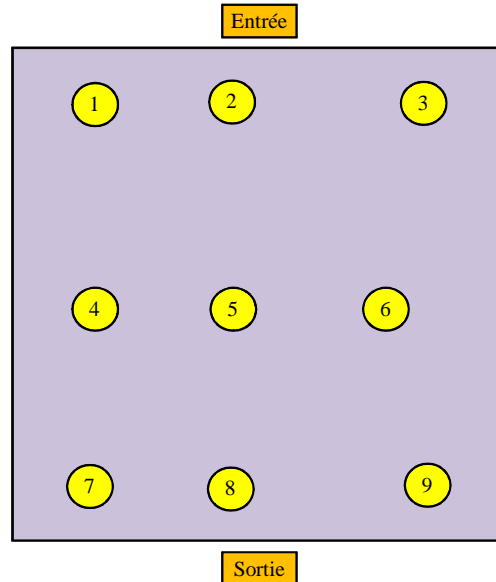
On remarque que les pénétragrammes N° 1, 2, 4 sont identiques en terme d'épaisseur des couches. Les sondages 1 et 2 appartiennent au même axe transversal donc le filtre est bien horizontal sur sa partie gauche. En revanche et en absence de sondages sur ce même axe sur la partie droite, il est impossible de vérifier l'horizontalité de l'ensemble de la partie amont du filtre bien que le sondage N°4, qui n'appartient pas aux mêmes axes et qui est situé dans la partie droite, donne des résultats identiques aux sondages N°1 et 2.

Il semble d'après l'analyse des 4 pénétragrammes que le filtre soit incliné dans le sens diagonal c'est-à-dire de l'amont vers l'aval et de la droite vers la gauche.

Tous les pénétragrammes sont identiques en terme de résistance de pointe et donc le filtre est homogène. Au niveau de la couche du sable, la résistance de pointe pour les 4 essais varie entre 1 et 5 MPa, c'est ce qui est obtenu généralement pour les différents ouvrages diagnostiqués.

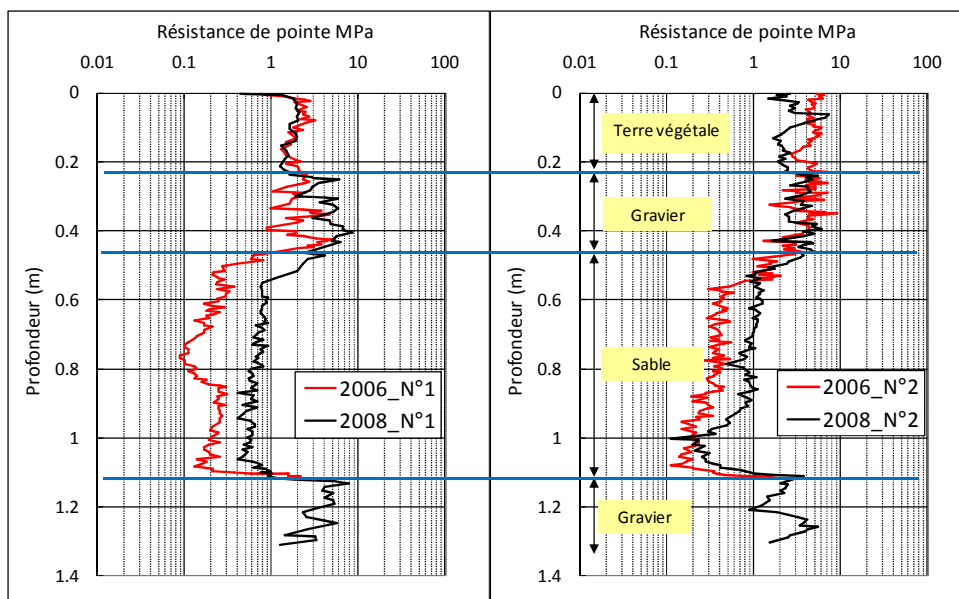
*b) Evolution dans le temps et variation de la densité au sein du filtre*

Nous avons comparé les pénétrogrammes des essais effectués en 2006 avec ceux effectués en 2008 sur le filtre Véolia (CSTB). Les résultats sont présentés par couple d'essais regroupés en fonction de leur emplacement sur le filtre (Figure 101). Il faut préciser que la campagne de 2009 sera présentée en chapitre 5 dans le cadre de la validation de la méthodologie de diagnostic.



**Figure 103 : Emplacement des essais ponctuels**

Les résultats de la Figure 102 montrent une légère densification de la couche de sable surtout dans la partie amont du filtre (sondages 1, 2). Ceci est peut être dû à l'effet du compactage hydraulique et/ou à l'effet du poids de la couche de terre végétale.



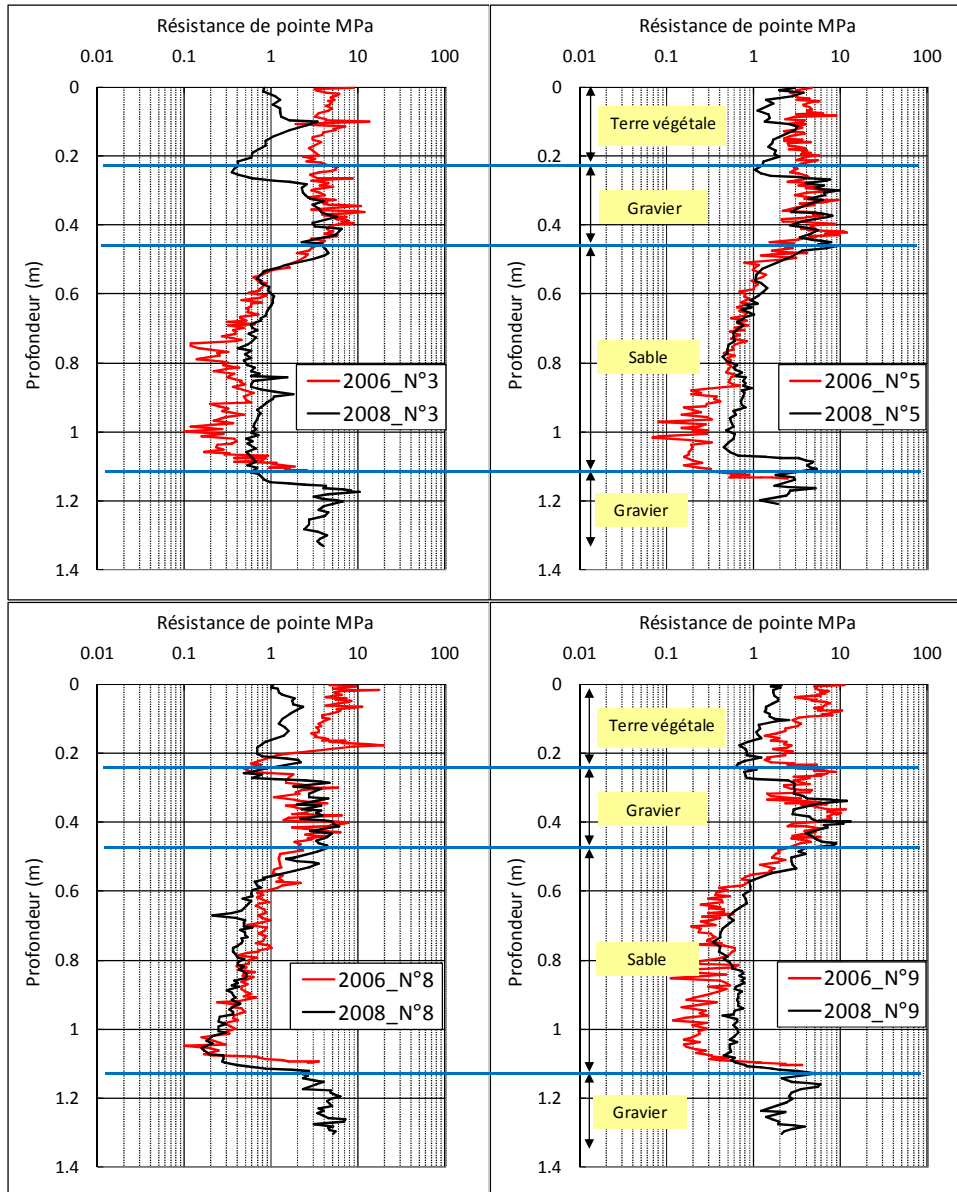


Figure 104 : Comparaison des pénétrogrammes Panda dans le temps (filtre Veolia) 2006 – 2008

A partir des pénétrogrammes, on arrive très facilement à différencier les différentes couches de la structure du filtre avec une précision de 2 à 5 cm.

Globalement sur la couche de sable, tous les sondages montrent des résistances mécaniques (un état de serrage) quasiment semblables. Dans cette même couche, on constate la présence d'une épaisseur de 10 à 15 cm avec une résistance de l'ordre de 1 à 2 MPa, puis une légère diminution de la résistance mécanique avec la profondeur (entre 0,2 et 1 MPa). Le tassement hydraulique et la création d'une couche de mélange gravier/sable par l'effet de la pénétration du gravier dans le sable à la surface de contact entre couches pourraient être les causes de ce phénomène.

### Conclusion

Le Panda est totalement opérationnel car il a déjà été l'objet de plusieurs études et validation avant d'être commercialisé. Dans les conditions des ouvrages ANC, les essais

Panda sont facilement réalisables et rapides à exécuter (pas plus de 10 min pour effectuer un sondage).

Le Panda permet de déceler la densification de la couche de sable au cours du temps mais pas d'identifier la présence d'un colmatage.

#### 4.3.5. Essais géoendoscopiques

L'utilisation de la géoendoscopie a pour objectif de déterminer :

- les caractéristiques géométriques du filtre (épaisseur et identification des différents constituants) et la présence ou non du géotextile et de la géogrille de séparation,
- la présence ou non de zones colmatées ou saturées,
- les caractéristiques physiques et morphologiques des sables composant le filtre (granulométrie).

Nous avons choisi ici les exemples des filtres GAR, SOR et Véolia.

##### a) Géométrie et structure du filtre

Pour déterminer la structure du filtre par géoendoscopie, nous avons effectué une analyse globale d'image pour les sondages N°1, 3 et 4 du filtre GAR. Les résultats sont présentés Figures 105 à 107. Nous avons mis cote à cote les essais pénétrométriques afin de vérifier les résultats obtenus par géoendoscopie. Il faut rappeler que l'analyse globale consiste à faire un traitement statistique de la texture des images acquises, ce qui permet de distinguer les différentes couches de matériaux d'un même sondage.

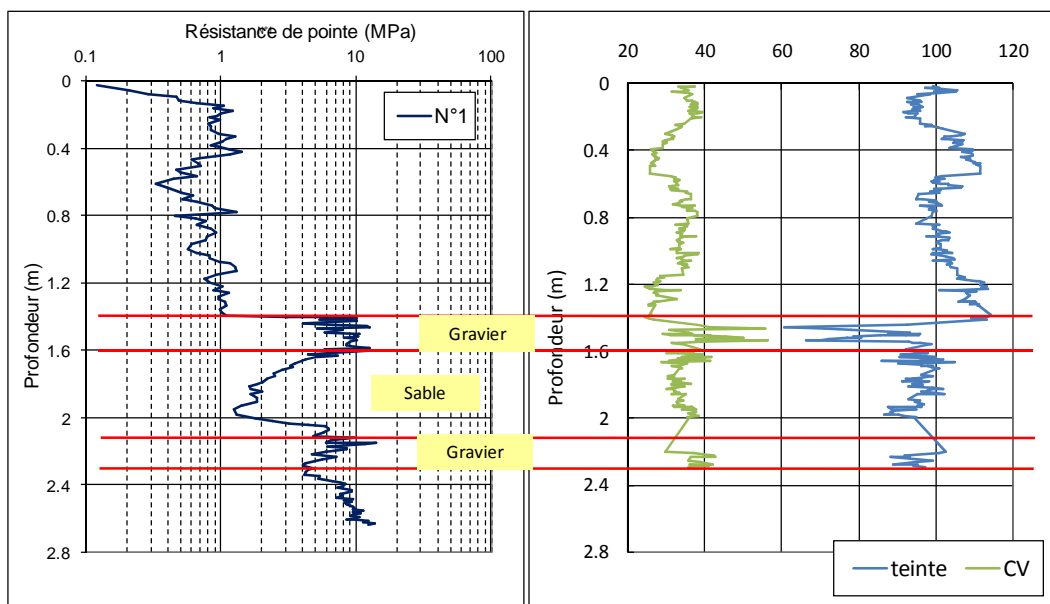


Figure 105 : Caractérisation de la structure du filtre GAR (N°1)

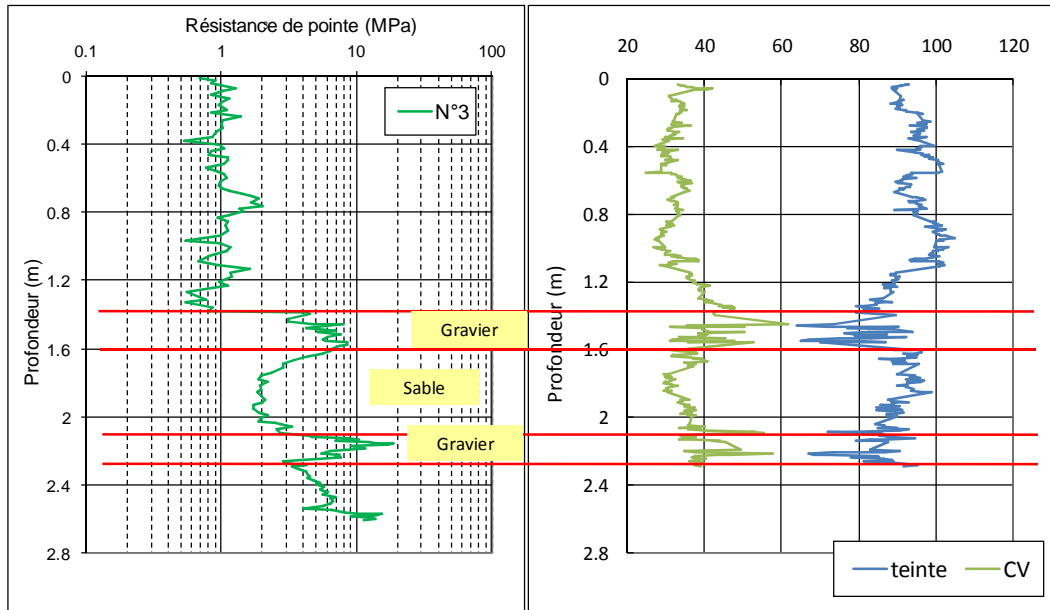


Figure 106 : Caractérisation de la structure du filtre GAR (N°3)

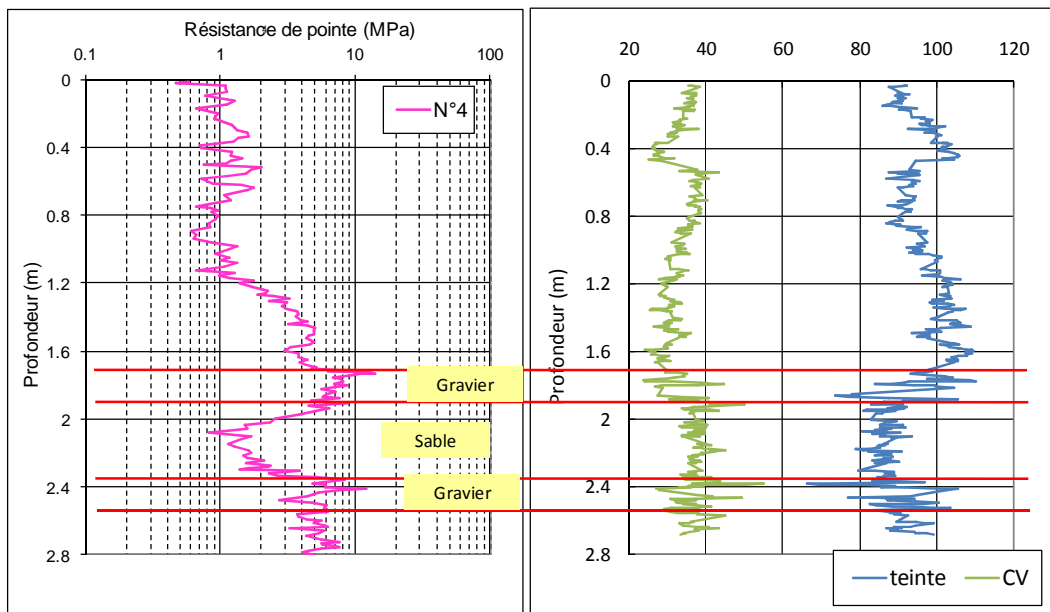


Figure 107 : Caractérisation de la structure du filtre GAR (N°4)

La structure du filtre détectée à partir des profils d'analyse d'images montre que du haut en bas il y a :

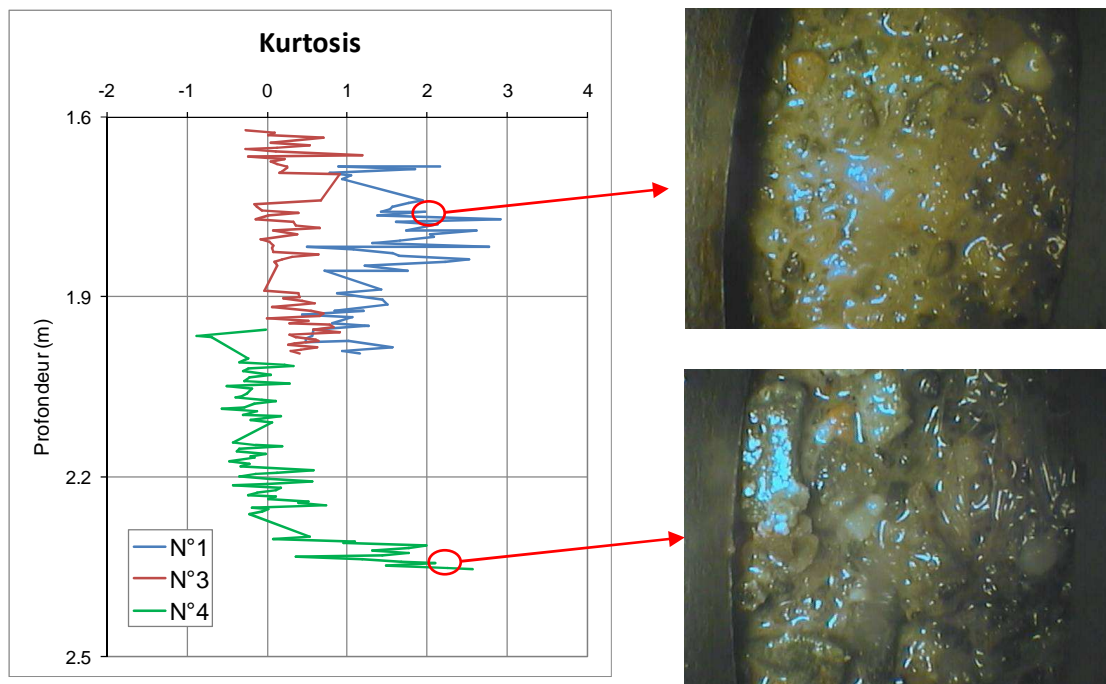
- une couche de terre végétale d'épaisseur variable (entre 1,3 et 1,7 m) à cause de la pente du terrain naturel,
- une couche de gravier de 20 cm d'épaisseur quelque soit l'emplacement du sondage sur le filtre. Ensuite,
- une couche de sable de 50 cm d'épaisseur autour des point N°1 et 3 et un peu moins (40 cm) autour du point N°4, ceci étant peut être dû à un défaut lors de la mise en œuvre du filtre ; on remarque aussi dans cette même couche une densification sur sa partie haute (résistances de pointe entre 2 et 5 MPa) qui est peut être due au



- compactage hydraulique ou/et à l'influence du poids des couches supérieures (gravier et terre végétale) lors de la mise en œuvre,
- la 2<sup>ème</sup> couche de 20 cm de gravier,
  - le terrain naturel au fond du filtre.

**b) Analyse du colmatage et repérage des zones saturées**

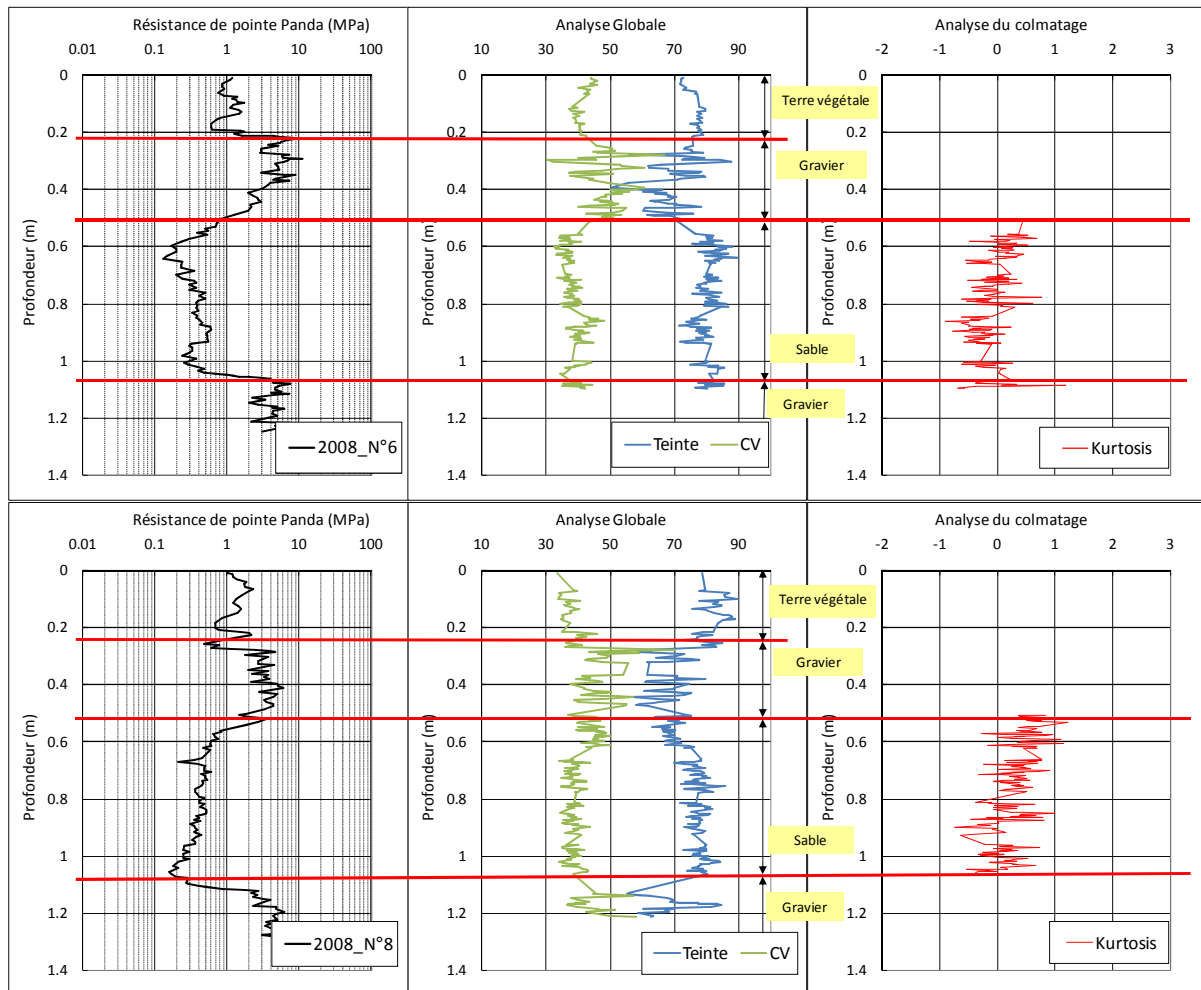
Concernant l'analyse du colmatage par traitement d'images, les sondages N°1, 3 et 4 du même filtre GAR ont été analysés par le même programme développé pour les essais de colonisation des colonnes (chapitre 3 - paragraphe 4). Le colmatage est visible à l'œil sur les images acquises dans le sondage N°1 ce qui est confirmé par l'aplatissement (Figure 108). En revanche, l'analyse visuelle des images des deux autres sondages (N°3 et 4) montre l'absence de colmatage (sable propre) avec une zone très humide en bas du sondage N°4 (Figure 108). Les graphes de la Figure 108 montrent la sensibilité de l'aplatissement (kurtosis) à la présence du colmatage ce qui confirme les résultats obtenus au laboratoire. Des valeurs de l'aplatissement supérieures à « 1 » montrent que le filtre présente un colmatage dans le sondage N°1 (partie amont du filtre) sur toute la couche du sable (50 cm). En revanche, l'analyse automatique montre la présence de colmatage dans la partie inférieure de la couche de sable dans le sondage N°4 (partie aval du filtre). L'aplatissement confond les images colmatées et les images très humides alors que visuellement cette confusion entre la biomasse et l'eau présente dans la porosité du sable n'est pas possible (Figure 108).



**Figure 108 : Analyse du colmatage par analyse d'images (GAR)**

Nous avons utilisé le même programme pour analyser la présence ou non du colmatage dans le filtre Véolia (CSTB). Nous avons mis côte à côte les analyses globales et les pénétrogrammes Panda (Figure 109).





**Figure 109 : Caractérisation de la structure du filtre Veolia et analyse du colmatage par géoendoscopie**

Les résultats de la Figure 109 montrent l'efficacité de la géoendoscopie à discerner les différentes couches des matériaux du filtre par une simple analyse de texture des images acquises.

Concernant la présence ou non du colmatage, l'analyse automatique des images montre l'absence de colmatage pour le sondage N°6 (milieu du filtre), ce constat ayant été confirmé par une analyse visuelle des images acquises. En revanche le même traitement d'image montre la présence de colmatage dans la partie supérieure de la couche de sable pour le sondage N°8 (sortie de filtre); ce dernier constat n'a pas été validé complètement par l'analyse visuelle des images car cette dernière a montré que la partie supérieure du filtre était très humide, ce qui a rendu le jugement sur la présence ou non du colmatage impossible.

Lors de la réalisation de l'essai géoendoscopique dans le sondage N°1 en 2006, on a repéré une accumulation d'eau à 60 cm de profondeur, la couche de sable du filtre étant saturée dans cette zone; ceci montre que la géoendoscopie est capable de fournir une information supplémentaire sur l'état hydrique du filtre. En revanche, les images prises dans la zone saturée sont inexploitable car l'eau et les matières flottantes masquent la couche du sable ce qui donne des images floues.

## c) Granulométrie

Les Figures 110 et 111 permettent de comparer les courbes granulométriques obtenues par analyse d'images et par tamisage pour les filtres Véolia et SOR. Les deux courbes granulométriques par analyse d'images pour chacun de filtres ont été déterminées à partir des images acquises par 4 essais géoendoscopiques.

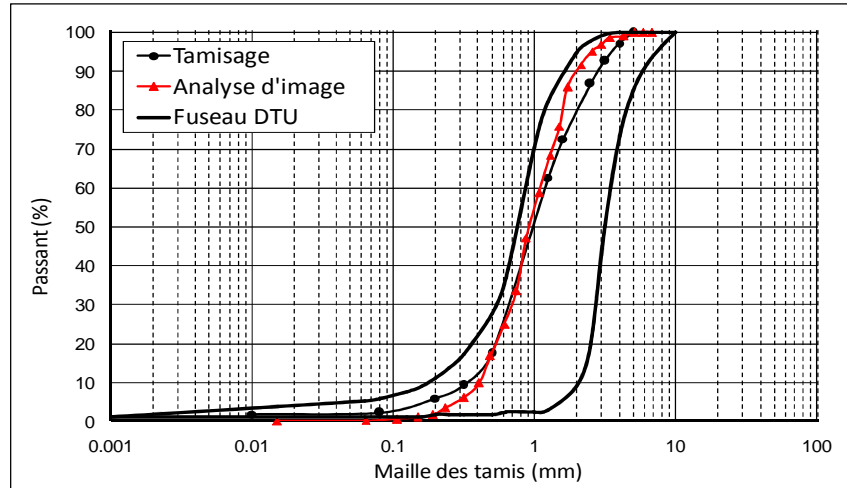


Figure 110 : Courbes granulométriques obtenues par tamisage et par analyse d'image (filtre Veolia)

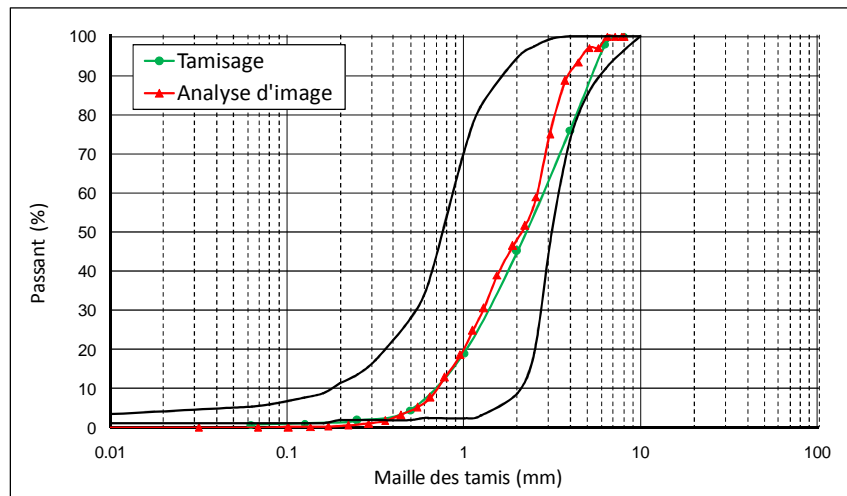


Figure 111 : Comparaison entre granulométrie obtenue par analyse d'images et par tamisage (SOR)

Les résultats montrent que la courbe granulométrique obtenue par géoendoscopie est très proche de la courbe obtenue par tamisage. Les valeurs des diamètres effectifs  $d_{10}$  et  $d_{60}$  ainsi que du coefficient d'uniformité  $C_u$  sont synthétisées Tableau 47. Ces valeurs confirment la qualité de l'estimation par géoendoscopie.

		$D_{10}$ (mm)	$d_{60}$ (mm)	$C_u$
Filtre Véolia	Tamisage	0,33	1,21	3,67
	Analyse d'images	0,40	1,17	2,93
Filtre SOR	Tamisage	0,64	2,41	3,78
	Analyse d'images	0,65	2,80	4,30

Tableau 47 : diamètres effectifs  $d_{10}$  et  $d_{60}$  ainsi que le  $C_u$  obtenus par tamisage et analyse d'images

### Conclusion

La géoendoscopie permet de déterminer la granulométrie du sable et la structure du filtre (épaisseur des différents constituants) avec une bonne précision. Concernant l'analyse automatique du colmatage, il sera important d'affiner et de valider le traitement mis en place sur plusieurs autres filtres.

Le couplage entre l'essai Panda et la géoendoscopie permet de compléter et de confirmer les résultats obtenus à partir de la résistivité globale. Ces deux outils donnent des indications très précises sur l'homogénéité et l'état de densité de la couche de sable, les épaisseurs des différents constituants, la présence ou non du géotextile de séparation et la présence ou non de zones colmatées ou saturées.

#### 4.3.6. Résistivités locale

Cet outil a été testé dans l'objectif de l'estimation de l'état hydrique local d'un filtre, de la détection de colmatage et des zones les plus chargées par comparaison avec les résultats de résistivité globale. Nous présentons ici les résultats obtenus pour le filtre Véolia et VIE.

Neuf points de mesure (tous les 10 cm) de résistivité électrique ont été réalisés dans les trois sondages Panda N°2, 4 et 5 du filtre Véolia (Figure 103). Parmi ces neuf mesures, seulement quelques mesures sont exploitables car dans la plupart des cas la résistivité électrique a dépassé la gamme de mesure de l'appareil (0 – 2000  $\Omega$ ). Les résultats des investigations au sein du filtre Veolia sont résumés Tableau 48. Il faut signaler que les valeurs affichées sont le résultat de la conversion de la résistivité électrique mesurée par l'appareil en  $\Omega$  en résistivité électrique normalisée à 25°C en  $\Omega.m$ .

Couches	Profondeur (m)	Résistivité électrique à 25°C ( $\Omega.m$ )		
		Sondage N°2	Sondage N°4	Sondage N°5
Terre végétale (20 cm)	0,1	390	377	494
	0,2	> 800	> 800	561
Gravier (25 cm)	0,3	> 800	> 800	> 800
	0,4	> 800	> 800	> 800
Limite gravier/sable	0,5	> 800	> 800	> 800
Sable	0,6	> 800	788	> 800
	0,7	> 800	771	> 800
	0,8	> 800	> 800	608
	0,9	> 800	> 800	590

Tableau 48 : Mesures de résistivité électrique locale (filtre Véolia 2008)

Le sondage N°2 est situé dans la partie gauche du profil de résistivité globale N°2 (Figure 112). La comparaison des résistivités électriques locales avec celles obtenues par la méthode globale confirme ces dernières. On voit que dans la terre végétale la résistivité électrique locale est autour de 390  $\Omega.m$  ce qui est confirmé par la résistivité globale qui varie entre 320 et 440  $\Omega.m$  (couleur jaune). Dans le reste du sondage les résistivités locales sont supérieures à 800  $\Omega.m$  ce qui est confirmé aussi par les résistivités globales qui sont supérieures à 938  $\Omega.m$  (couleur rouge).

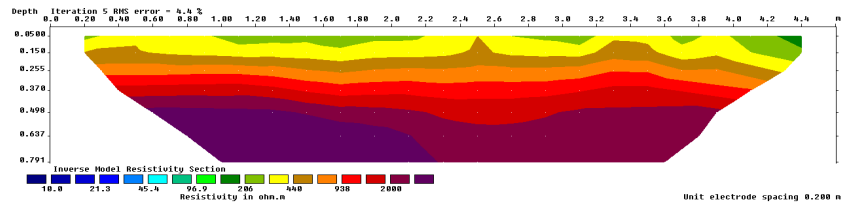


Figure 112 : Profil de résistivité électrique globale N°2 (filtre Véolia 2008)

Les mêmes remarques sont valables pour les sondages 4 et 5 avec deux points singuliers de résistivité au niveau de la couche de sable. Les résistivités locales en ces deux points sont légèrement inférieures aux résistivités globales mais restent dans le même ordre de grandeur (autour de 900  $\Omega.m$ ).

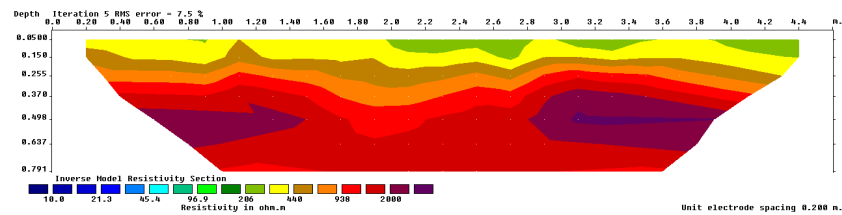


Figure 113 : Profil de résistivité électrique globale N°5 (filtre Véolia 2008)

Concernant le filtre VIE, les essais de résistivité locale ont été réalisés au sein des sondages Panda de 4 cm<sup>2</sup> N°1, 2 et 3 comme le montre la Figure 114. Nous avons effectué 4 points de mesures dans les 3 sondages. Il faut signaler que le point N°3 est hors filtre. Les résultats sont présentés Figure 115.

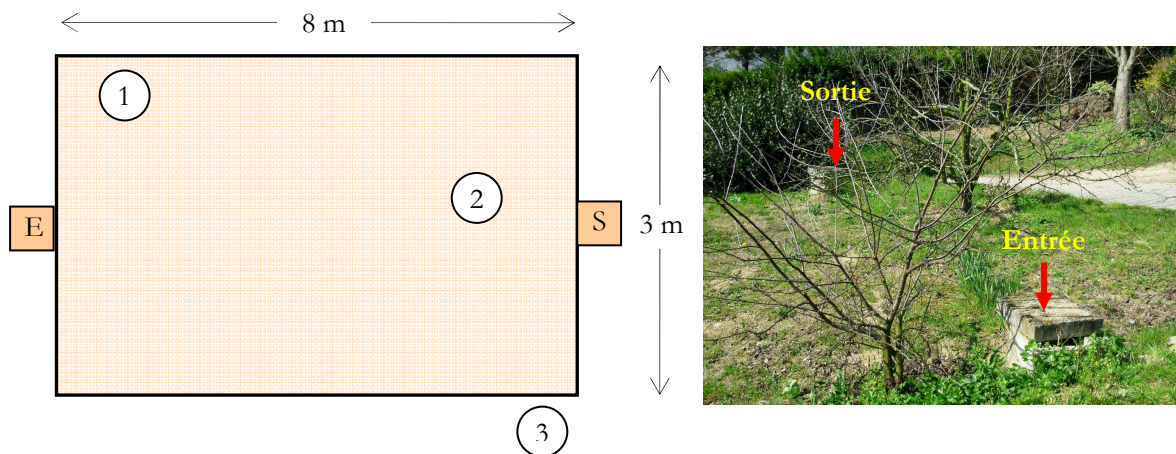
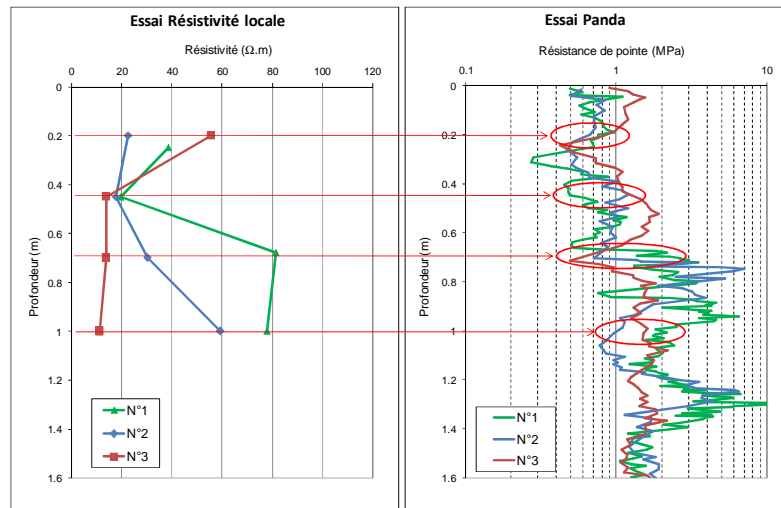


Figure 114 : Emplacement des essais de résistivité électrique locale (VIE)



**Figure 115 : Résistivité électrique locale d'un filtre en place (VIE)**

Pour les 3 sondages, la résistivité électrique dans la terre végétale est légèrement plus forte en surface qu'en profondeur, ceci étant du vraisemblablement à une humidité plus faible en surface.

Le sondage N°3 est réalisé hors filtre (terre végétale) ; ceci est confirmé par la résistivité électrique qui est quasiment constante en fonction de la profondeur.

Pour les deux autres sondages (N°1 et 2), il y a un écart important entre les résistivités à 0,7 m de profondeur. Cet écart est dû à la nature de la couche où la mesure a été effectuée : le N°1 est réalisé dans le gravier (matériau résistant) et le N°2 est réalisé à la limite terre végétale/gravier.

La couche de sable, dans le sondage N°2 est moins résistante que dans le sondage N°1 bien que les pénétrogrammes montrent que le sondage N°2 est moins dense que le sondage N°1 (la résistivité électrique décroît avec l'augmentation de la densité) ; ceci ne peut être expliqué que par une humidité plus forte au point N°2.

Il faut signaler que ces résistivités électriques sont 10 fois inférieures à celles obtenues sur colonnes en conditions contrôlées.

### **Conclusion**

La sonde de résistivité électrique locale donne des mesures comparables à celles obtenues par la résistivité globale, ce qui valide la pertinence de ces deux outils. Il est donc inutile de compléter la mesure de résistivité électrique globale par de la résistivité locale.

#### **4.3.7. Mesure de gaz**

Les mesures de gaz permettent de déterminer si les conditions de bon fonctionnement en terme d'aération au sein du filtre sont réunies pour le développement de la biomasse et donc pour un abattement efficace de la pollution. Nous avons choisi de présenter l'exemple des filtres Véolia et VIE.

Les Figures 116 et 117 illustrent les teneurs en oxygène à différents emplacements du filtre Véolia enregistrées en 2006 et 2008 respectivement ; il faut préciser que les mesures de gaz ont été réalisées à proximité des sondages Panda.

Des mesures de teneur en oxygène à différentes profondeurs ont permis de créer des profils pour chaque emplacement. Sur les Figures 116 et 117, un trait rouge symbolise la limite entre le gravier et le sable.

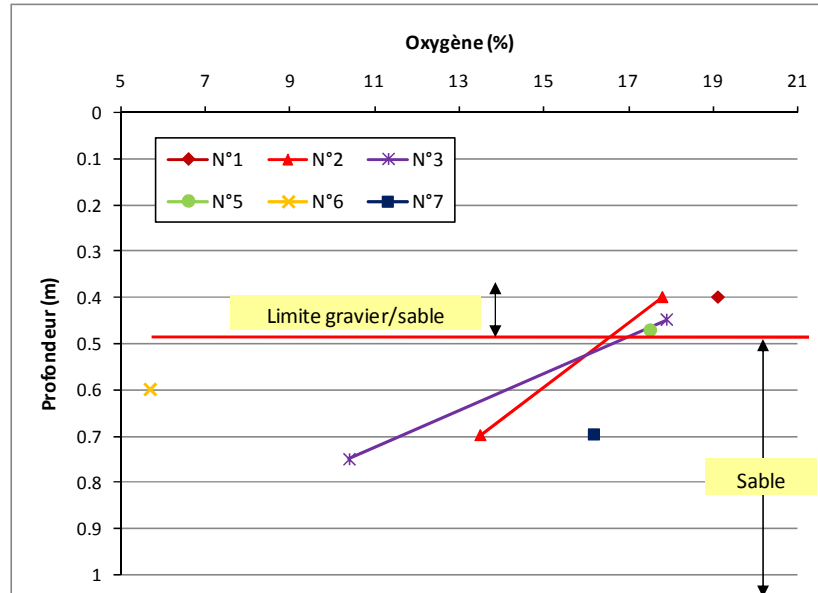


Figure 116 : Profils de teneurs en oxygène sur différents points du filtre Véolia (2006)

A la limite gravier/sable et sur l'ensemble des points de mesure, on constate que la teneur en oxygène est légèrement inférieure à la teneur de saturation (21%) ; elle est voisine de 18% ce qui montre la présence d'une activité biologique dans cette zone.

En revanche et dans les 20 premiers centimètres de la couche du sable, on constate que les teneurs en oxygène sont différentes en chaque point de mesure révélant d'une activité biologique différentes aussi. Il semble que la partie gauche du filtre (dans le sens de l'écoulement) soit très sollicitée car les teneurs en oxygène sont très faibles (<10%) ce qui peut être expliqué soit par une activité biologique très forte dans cette zone ou par la présence d'un colmatage qui empêche le renouvellement de l'oxygène.

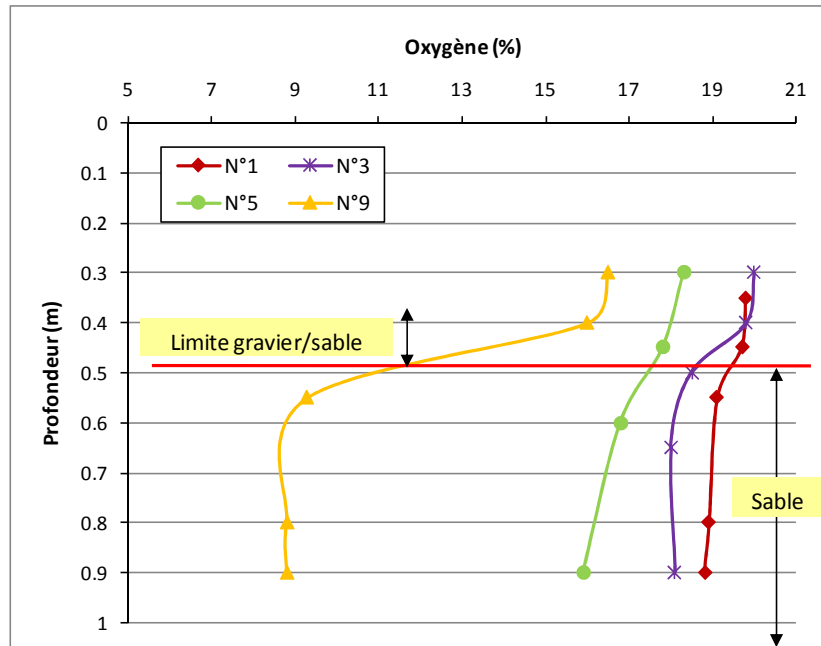


Figure 117 : Profils de teneurs en oxygène sur différents points du filtre Véolia (2008)

Les profils obtenus en 2008 (Figure 117) confirment les comportements observés en 2006 (Figure 116).

Concernant le filtre VIE, Nous avons synthétisé l'emplacement et le nombre de mesures de gaz Figure 118.

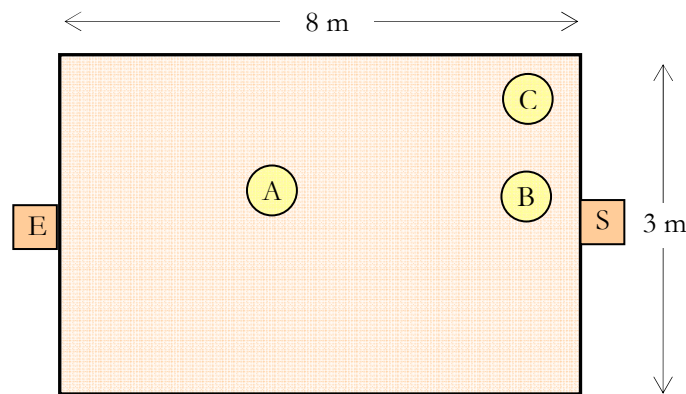


Figure 118 : Emplacement des mesures de gaz sur le filtre VIE

Les mesures de la teneur en  $O_2$  à 1 m de profondeur par rapport à la surface de terre végétale sont présentées Tableau 49. À cette profondeur, la mesure est située dans les 10 premiers cm de la couche du sable.

Essais	Profondeur (m)	O <sub>2</sub> (%)	Remarques
A	1,00	19,1	Au niveau de la couche du sable
B		15,9	
C		18,6	

**Tableau 49 : Teneurs en O<sub>2</sub> d'un filtre d'ANC (VIE)**

Les teneurs en O<sub>2</sub> sont légèrement inférieures à la teneur atmosphérique (20,9%) pour les points A et C, ce qui traduit une faible activité biologique-épuratoire de la biomasse à ces deux endroits du filtre probablement due à une faible alimentation en effluent. En revanche, le point B situé près de la sortie présente une consommation plus forte de l'oxygène ce qui révèle la présence de l'activité biologique pilotée par la biomasse et l'alimentation par l'effluent.

### *Conclusion*

Les mesures de la teneur en oxygène sont révélatrices de l'activité biologique au sein d'un filtre d'ANC. Il semble difficile à l'heure actuelle de distinguer la présence ou non d'un colmatage à partir des mesures de gaz seules. Il est alors nécessaire de coupler la réponse de cet outil avec l'analyse du colmatage par géoendoscopie pour tirer des informations plus précises.

### **4.3.8. Synthèse**

Sur l'ensemble des mesures effectuées sur les filtres à sables verticaux drainés on n'a pas constaté de divergences dans les mesures. Les outils sont complémentaires avec parfois quelques redondances qui ont un rôle important pour affiner les résultats obtenus par chaque outil de mesure.

A titre d'exemple la géoendoscopie et le Panda ont un paramètre commun qui est la détermination de la géométrie et donc l'identification des constituants du filtre (terre végétale, gravier, sable, sol environnant) et la détermination de leur épaisseur. La précision des épaisseurs de couche données par la Panda est moins bonne que la mesure par la géoendoscopie (1/10 de mm). Ce dernier outil permet non seulement de repérer les constituants cités précédemment, mais aussi de repérer l'existence du géotextile de séparation entre couches.

Un autre exemple est celui des mesures de gaz et de l'analyse du colmatage par traitement des images géoendoscopique ; le repérage d'une activité biologique à certain endroit du filtre peut en effet être confirmé par l'analyse géoendoscopique du colmatage.

Les essais de résistivité globale, Panda et géoendoscopiques semblent adaptés aux contraintes de site et apporter des informations complémentaires et exploitables sur l'état du filtre ; il sera toutefois nécessaire d'améliorer le couplage des données issues de ces différents appareils afin d'améliorer le diagnostic de fonctionnement d'un filtre.

Avec la résistivité électrique globale, nous pouvons localiser facilement le filtre lorsque les regards de répartition et de récupération ne sont pas accessibles. S'ajoute à cela l'intérêt de la cartographie globale longitudinale et transversale de la variation de la résistivité au sein du filtre qui permet de différencier les zones les plus chargées par l'effluent des moins chargées



en partant de l'hypothèse que le filtre est homogène. Cela permettra dans une deuxième étape d'estimer le degré de saturation du filtre nécessaire pour estimer la conductivité hydraulique non saturée. L'étalonnage de l'appareil, c'est-à-dire la mise en correspondance des valeurs de résistivité et du degré de saturation des divers types de sable rencontrés sur le terrain est en cours.

Il est important de signaler qu'un géoradar est beaucoup plus cher qu'un résistivimètre électrique ; d'autre part ses résultats sont mitigés ; en conséquence le géoradar a été éliminé.

#### 4.4. INTERETS ET LIMITES DES OUTILS DE MESURE

Les principaux intérêts et limites des outils de mesure sont reportés Tableau 50.

Outils	Intérêts	Limites
Résistivité électrique globale	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Cartographie globale (localisation du filtre)</li> <li>- Cartographie globale sur l'état d'humidité du filtre</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Matériel très encombrant qui exige d'avoir de la place en surface du filtre</li> <li>- La présence d'un sol très dense en surface pose des difficultés pour introduire les sondes ; il est parfois impossible d'effectuer des mesures (sol trop résistant)</li> <li>- Précision de la mesure (mode d'interrogation qui n'est pas encore établi pour ce type d'application)</li> </ul>
Géoradar	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Détecter les deux couches de gravier</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Ne donne aucune indication sur l'état hydrique du filtre</li> <li>- Résultats parfois dispersés</li> <li>- Impossible de réaliser des mesure lorsque la terre végétale est argileuse (écran)</li> <li>- Appareil très onéreux</li> </ul>
Résistivité locale	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Discerner les différentes couches de l'ouvrage par la variation de la résistivité</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Limitée en profondeur (1 m)</li> </ul>
Panda	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Discerner les différentes couches de l'ouvrage par la variation de la résistance de pointe</li> <li>- Estimer la densité en place</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Nécessite un couplage avec les mesures topographiques afin de prendre en compte la non horizontalité du filtre</li> </ul>
Mesure de gaz	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Détecter les zones d'activité biologique (présence de la biomasse).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Limité en profondeur (1m).</li> </ul>
Géoendoscopie	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Caractériser la géométrie et la structure du filtre</li> <li>- Détecter la présence du colmatage</li> <li>- Détecter les membranes et le géotextile utilisés</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Images floues en cas de saturation du filtre par l'effluent</li> </ul>
Perméamètre léger	/	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tiges et sonde très fragile incapables de passer à travers la couche de gravier</li> </ul>

Tableau 50 : Intérêts et limites de fonctionnement des outils de diagnostic

#### **4.5. LES OUTILS RETENUS**

A partir des constatations faites dans les études de laboratoire et in situ, des contraintes économiques et des difficultés techniques en terme d'application terrain, il est possible de sélectionner les outils les mieux adaptés. Dans un premier lieu, on propose d'éliminer le géoradar, la sonde de résistivité locale et le perméamètre léger qui ont montrés des limites d'utilisation et des dispersions de mesures (surtout dans le cas du perméamètre léger).

La résistivité globale, le Panda, la géoendoscopie et les mesures de gaz seront donc les outils clé du diagnostic.

## **CHAPITRE 5 : METHODOLOGIE DE DIAGNOSTIC ET ESTIMATION DES PERFORMANCES HYDRAULIQUES EN PLACE**

### **5.1. INTRODUCTION**

Afin de répondre à la problématique industrielle posée par Véolia, nous avons proposé une méthodologie de diagnostic des filtres à sable basée sur l'utilisation conjointe des outils retenus précédemment : résistivité électrique globale, Panda, géoendoscopie, mesure de gaz. Des tests sur bandelettes en sortie de filtre ont été rajoutés pour évaluer lorsque cela est possible la qualité de rejet et les performances épuratoires.

Cette méthodologie permet dans un premier temps d'accéder aux informations relatives à l'emplacement du filtre, à sa géométrie (surface, couches, épaisseurs...), aux caractéristiques de son matériau de filtration (granulométrie, état de serrage) et à son état général vis-à-vis du colmatage et des conditions de développement de la biomasse. Dans un deuxième temps, la conductivité hydraulique du filtre en place sera estimée afin de juger de son état de fonctionnement.

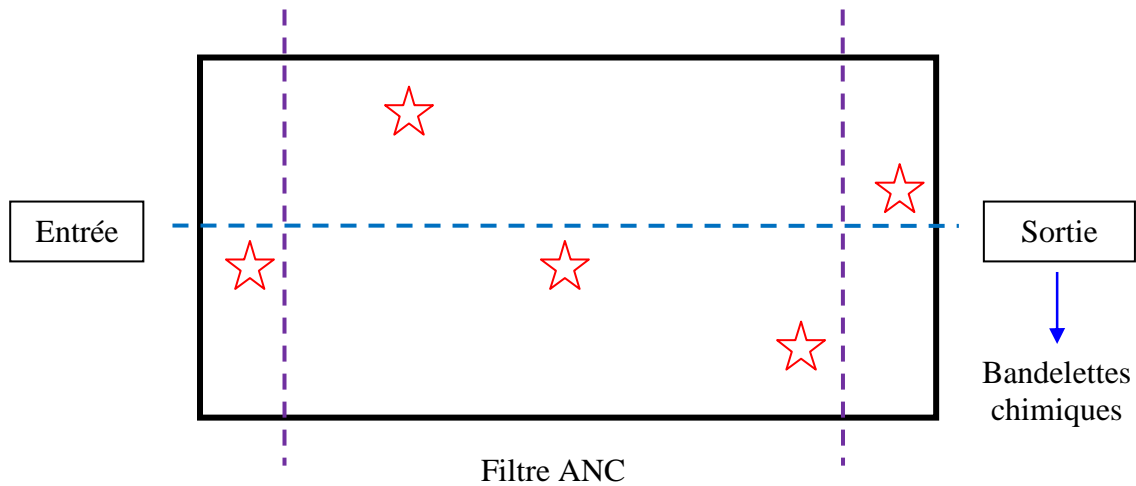
Nous présentons dans la première section de ce chapitre la méthodologie de diagnostic. Ensuite, nous présentons les résultats de l'étude de sensibilité de l'estimation de la conductivité hydraulique d'un filtre en place menée pour déterminer l'efficacité de la démarche d'estimation proposée. La dernière section de ce chapitre sera consacrée à la présentation d'un exemple complet de diagnostic d'un filtre en utilisant les données obtenues in situ à partir des réponses des différents outils.

### **5.2. METHODOLOGIE DE DIAGNOSTIC**

Le protocole que nous proposons est décrit ci-après. Cette proposition est basée sur l'hypothèse d'une durée de diagnostic d'une demie-journée à 2 personnes pour un filtre (Figure 119). Il faut souligner que cette méthodologie s'applique aussi bien en diagnostic (filtre en place) qu'en réception (filtre neuf).

#### **Protocole :**

1. Trois profils de résistivité électrique globale ; 1 longitudinal et 2 transversaux dans le premier et le dernier tiers du filtre,
2. Quatre à cinq sondages Panda comprenant 3 essais géoendoscopiques,
3. Quatre à cinq sondages de mesure de gaz comprenant plusieurs mesures sur la profondeur,
4. Tests sur bandelettes en sortie de filtre (lorsque cela est possible).



Légende :

- - - - · 2 profils transversaux (entrée et sortie) de résistance globale
- - - - 1 profil longitudinal de résistance globale
- ☆ 4 à 5 sondages Panda et géoendoscopiques + mesures de gaz

**Figure 119 : Méthodologie de diagnostic des filtres d'ANC**

La résistance globale permet tout d'abord de guider le choix de l'emplacement des mesures ponctuelles (Panda, géoendoscopie, gaz) : le profil longitudinal permet dans un premier temps de localiser le filtre ; ensuite, les trois profils permettent de donner une cartographie globale de l'humidité au niveau de couche de sable (zones chargées et moins chargées par l'effluent).

En parallèle de la réalisation du profil de résistance globale longitudinal, on réalise 2 essais avec le pénétromètre Panda, la géoendoscopie et les mesures de gaz. Ces essais seront systématiquement réalisés en entrée et sortie de filtre et relativement proche des profils de résistance globale afin de pouvoir les calibrer. Selon les cartographies données par la résistance globale, 2 à 3 essais Panda et gaz supplémentaires sont réalisés dans des zones de caractéristiques résistives différentes. Leurs résultats donnent une première appréciation des épaisseurs des différents constituants du filtre et de l'homogénéité de la couche de sable. Ils permettent également de localiser les zones d'activités biologiques susceptibles d'être des zones colmatées et de vérifier si les conditions de la bonne oxygénation du filtre sont réunies pour la dégradation de la pollution.

Le couplage global des mesures Panda (densité ou indice des vides), des mesures géoendoscopiques et de gaz ( $O_2$ ) (granulométrie, colmatage) permet d'estimer la conductivité hydraulique d'une zone de filtre à partir des modèles d'estimation. On obtient donc une conductivité hydraulique du filtre en place qui doit être comparée avec l'intervalle de préconisation défini précédemment (partie III-chapitre 1) afin de juger de l'état de fonctionnement du filtre. Ce point sera discuté au paragraphe 5.3 ci-après.

Enfin, les bandelettes chimiques permettent de déterminer la teneur en nitrates et en sels ammoniacaux en sortie de filtre ce qui donne une indication très précise sur les performances

du filtre en terme d'épuration d'eau. Il faut préciser qu'une forte teneur en nitrates et une faible teneur en sels ammoniacaux sont révélatrices d'un bon fonctionnement et très vraisemblablement de faibles concentrations résiduelles en matière organique (DBO et MES). A l'opposé, de faibles teneurs en nitrates combinées avec de fortes teneurs en sels ammoniacaux témoignent de conditions anaérobies dans les parties actives du filtre ; ce dernier constat peut être localisé et confirmé par les mesures de gaz (valeurs basses de la teneur en  $O_2$ ).

### **5.3. ESTIMATION DE LA CONDUCTIVITE HYDRAULIQUE EN PLACE : COUPLAGE DES REPONSES D'OUTILS**

#### **5.3.1. Objectif**

Il a été montré que la conductivité hydraulique est l'indicateur le plus important pour évaluer l'état de fonctionnement d'un filtre. Une fois estimée à partir des paramètres physico-mécaniques du sable mis en place, la conductivité hydraulique globale du filtre est comparée à l'intervalle de bon fonctionnement prédéfini [ $k_{s \text{ min}}$  ;  $k_{s \text{ max}}$ ] (Cf. partie I/Chapitre 3).

Nous présentons dans ce paragraphe la démarche d'estimation de ce paramètre à partir des données obtenues au moyen des outils de diagnostic.

Pour évaluer la pertinence et la précision de cette démarche d'estimation de la conductivité hydraulique d'un filtre en place, nous nous sommes basés sur les résultats obtenus en laboratoire en conditions contrôlées car nous ne disposons d'aucun moyen pour mesurer la conductivité hydraulique in situ. Les résultats présentés au chapitre 3 de cette partie sont utilisées pour cette évaluation.

Nous présentons dans ce qui suit cette démarche, sa validation en laboratoire et l'étude de ses différentes sources d'incertitudes.

#### **5.3.2. Démarche d'estimation de $k_s$**

La démarche proposée consiste à estimer le  $k_s$  d'un filtre en place en se basant sur :

- les modèles de Chapuis (2004) et de Carrier (2003) qui ont montré leur capacité à estimer le  $k_s$  des sables roulé et des sables concassé respectivement,
- les outils de diagnostic retenus qui fournissent les paramètres nécessaires pour alimenter ces modèles.

Hypothèse : Nous estimons une conductivité hydraulique à l'eau dans les conditions saturées pour un milieu sain (aucune présence de colmatage).

Pour un matériau roulé ou concassé, deux paramètres sont alors nécessaires pour estimer  $k_s$  par le modèle de Chapuis et Carrier ; la granulométrie ou le diamètre effectif «  $d_{10}$  » et l'indices des vides «  $e$  ». Nous proposons les étapes suivantes pour estimer ces deux paramètres in situ :

1. Détermination de la granulométrie à partir du profil d'images et donc détermination de «  $d_{10}$  ».

2. Détermination de la densité sèche «  $\gamma_d$  » à partir de la résistance mécanique «  $q_d$  » et de la courbe de calibration  $\gamma_d = f(q_d)$  liant ces deux grandeurs.
3. Passage de la densité sèche «  $\gamma_d$  » à l'indice des vides «  $e$  » en utilisant la relation :

$$e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d}$$

Équation 91

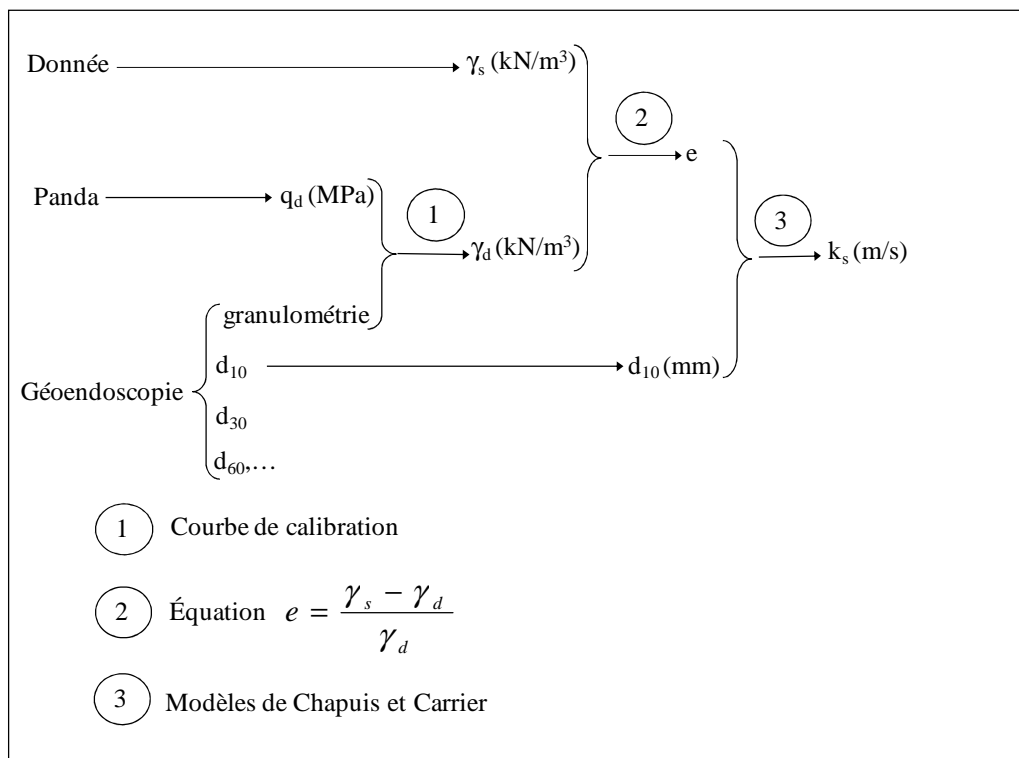
Avec :

$e$  : indice des vides,  $\gamma_s$  : poids volumique des particules ( $\text{kN/m}^3$ ) généralement pris égal à  $26,5 \text{ kN/m}^3$  pour les sables et graviers et  $\gamma_d$  : poids volumique sec ( $\text{kN/m}^3$ ).

4. Calcul de  $k_s = f(e, d_{10})$  par le modèle de Chapuis ou Carrier.

La détermination de la densité sèche  $\gamma_d$  à partir de la résistance mécanique  $q_d$  est un point clé de la méthodologie. En effet, pour un matériau donné la relation  $\gamma_d = f(q_d)$  est unique et ses paramètres dépendent du type de matériau.

Deux cas se présentent alors : soit le matériau est connu et la courbe de calibration  $\gamma_d = f(q_d)$  l'est aussi, soit le matériau n'est pas connu. Dans ce cas, la procédure fait appel à une banque de données (BDD) constituée. Cette dernière contient les courbes de calibration  $\gamma_d = f(q_d)$  pour un ensemble de matériaux de la même classe géotechnique [Cha00]. Le principe est alors d'estimer la densité du matériau en place à partir de la courbe de calibration  $\gamma_d = f(q_d)$  du matériau de la BDD possédant les caractéristiques granulométriques les plus proches de celles du matériau in situ obtenues par géoendoscopie. Nous avons résumé la démarche proposée Figure 120.

Figure 120 : Démarche d'estimation de  $k_s$  d'un filtre en place

### 5.3.3. Validation de la démarche proposée

Pour tester la pertinence et la précision de la démarche proposée nous avons réalisé une étude comparative entre le  $k_s$  estimée à partir des paramètres mesurés par le Panda et la géoendoscopie en situation contrôlée sur des moules et le  $k_s$  mesuré par l'essai de référence au laboratoire qu'est l'essai Darcy.

Deux comparaisons ont été réalisées :

1. Entre  $k_s$  mesurée par l'essai Darcy et  $k_s$  estimée à partir des paramètres mesurés au laboratoire à savoir la granulométrie par tamisage et la densité par pesée.
2. Entre  $k_s$  mesurée par l'essai Darcy et  $k_s$  estimée à partir des paramètres mesurés sur les moules à l'aide des outils de diagnostic à savoir le Panda et la géoendoscopie.

Dans ce qui suit nous adoptons les notations suivantes :

$k_s^D$  : conductivité hydraulique saturée mesurée par l'essai Darcy en m/s que l'on désignera par «  $k_s$  Darcy ».

$k_s^T$  : conductivité hydraulique saturée estimée à partir de la granulométrie par tamisage en m/s que l'on désignera par «  $k_s$  laboratoire ».

$k_s^M$  : conductivité hydraulique saturée estimée à partir de la démarche proposée en m/s que l'on désignera par «  $k_s$  démarche moules ».

$\bar{\quad}$  : indicateur de moyenne.

$E_T$  : écart relatif entre  $k_s^T$  et  $k_s^D$ .

$E_M$  : écart relatif entre  $k_s^M$  et  $k_s^D$ .

$C_V$  : coefficient de variation.

#### a) Résultats et analyses

Les Tableaux 51 et 52 synthétisent, pour chaque état de densité des 3 sables de référence, les  $k_s$  estimées par le modèle de Chapuis et Carrier à partir des données provenant d'une part de l'analyse granulométrique par tamisage et de la densité par pesée et d'autre part de ces mêmes paramètres obtenus à partir des outils Panda et géoendoscopie. Ces valeurs sont présentées graphiquement Figure 121. Il faut signaler que nous avons utilisé ici les données des chapitres 1 et 2 de la partie 2 (caractérisation et mesure et estimation de  $k_s$ ) et le chapitre 3 de la partie III (validation et calibration du Panda et géoendoscopie sur moules).

$\gamma_d$ par pesée (kN/m <sup>3</sup> )	<b><math>k_s</math> par Chapuis et Carrier (tamisage)</b>								
	R-Sograp ( $d_{10}=0,39\text{mm}$ )			C-Sograp ( $C_0=8,4$ )			R-Lafarge ( $d_{10}=0,73\text{mm}$ )		
	$D_r$ (%)	$\bar{k}_s$ (m/s) $\times 10^{-3}$		$D_r$ (%)	$\bar{k}_s$ (m/s) $\times 10^{-3}$		$D_r$ (%)	$\bar{k}_s$ (m/s) $\times 10^{-3}$	
		Moy	[min ;max]		Moy	[min ;max]		Moy	[min ;max]
15,8	28	1,5	[1,4 ; 1,6]	31	1,4	[1,3 ; 1,5]	20	4,0	[3,4 ; 4,6]
16,3	47	1,3	[1,2 ; 1,3]	49	1,1	[1,1 ; 1,2]	44	3,4	[2,9 ; 3,9]
16,8	65	1,1	[1,0 ; 1,1]	66	0,92	[0,8 ; 1,0]	67	2,9	[2,5 ; 3,3]
17,3	81	0,92	[0,8 ; 1,0]	82	0,74	[0,6 ; 0,8]	88	2,4	[2,1 ; 2,8]

**Tableau 51 :  $k_s$  estimée à partir de la courbe granulométrique par tamisage et la densité par pesée**

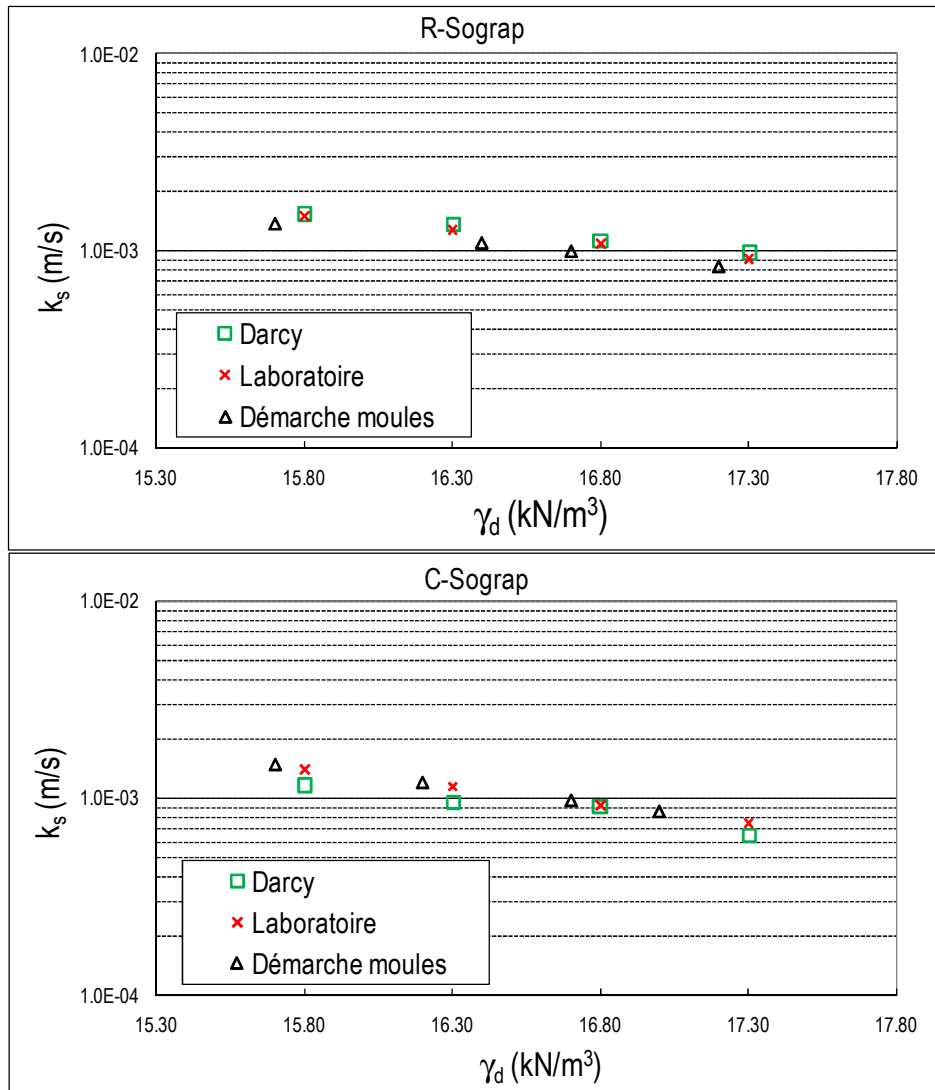
R-Sograp			C-Sograp			R-Lafarge		
$\gamma_d$ CR* (kN/m <sup>3</sup> )	D <sub>r</sub> (%)	$k_s$ (m/s) × 10 <sup>-3</sup>	$\gamma_d$ CR* (kN/m <sup>3</sup> )	D <sub>r</sub> (%)	$k_s$ (m/s) × 10 <sup>-3</sup>	$\gamma_d$ CR* (kN/m <sup>3</sup> )	D <sub>r</sub> (%)	$k_s$ (m/s) × 10 <sup>-3</sup>
15,7	28	1,4	15,9	35	1,5	15,7	15	3,6
16,4	51	1,1	16,2	46	1,2	16,2	40	3,1
16,7	61	0,99	16,7	63	0,97	16,7	62	2,6
17,2	78	0,84	17,0	73	0,85	17,1	80	2,3

CR\* courbe de calibration

 Tableau 52 :  $k_s^M$  estimée à partir de la démarche proposée

▪ Analyse comparative visuelle

Les résultats de la Figure 121 montrent que les  $k_s^M$  (démarche moules) sont très proches des  $k_s^D$  (Darcy) et  $k_s^T$  (laboratoire) ce qui permet de valider la démarche proposée. Il y a une sur-estimation, ou une sous-estimation selon le cas, de la densité obtenue par la courbe de calibration, l'écart par rapport à la densité obtenue par pesée étant proche de 1% ce qui est négligeable.





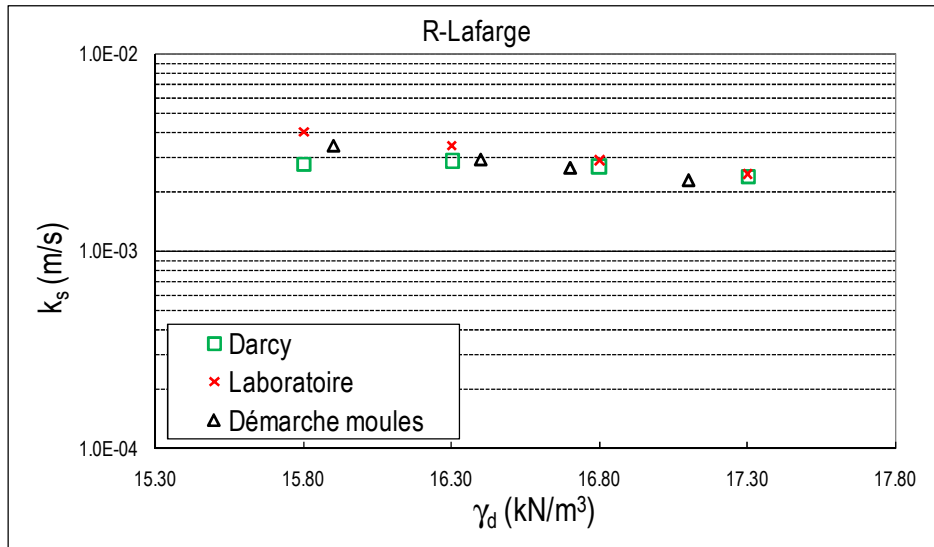


Figure 121 : Comparaison des résultats expérimentaux de  $k_s$  avec ceux obtenus par la démarche

#### ▪ Indicateurs d'écart

Afin d'affiner l'analyse des résultats, nous avons étudié deux indicateurs d'écarts ; par hypothèse, nous avons retenu l'essai Darcy comme essai de référence.

On définit  $E_T$  et  $E_M$  les indicateurs d'écart respectivement entre  $k_s^D$  (Darcy) et les  $k_s^T$  (laboratoire) et  $k_s^M$  (démarche moules) ; l'écart retenu est la moyenne sur les quatre densités, les équations 92 à 94 donnent les caractéristiques de  $E_T$  et  $E_M$  :

$$\bar{E}_T = \frac{\sum_i^N E_T^i}{N} \quad \text{pour toutes les densités} \quad \text{Équation 92}$$

Avec :

$$E_T^i = \frac{|k_s^D - k_s^T|}{k_s^D} \quad \text{pour la densité } i \quad \text{Équation 93}$$

$$\bar{E}_M = \frac{\sum_i^N E_M^i}{N} \quad \text{pour toutes les densités} \quad \text{Équation 94}$$

Avec :

$$E_M^i = \frac{|k_s^D - k_s^M|}{k_s^D} \quad \text{pour la densité } i \quad \text{Équation 95}$$

Les résultats obtenus sont présentés Tableau 53. Ces écarts sont faible (<25%) ce qui montre la précision de l'estimation de la conductivité hydraulique saturée par la démarche proposée en conditions maîtrisées.

Ecart (%) par rapport à l'essai Darcy				
Matériaux	$\bar{E}_T(\%)$	$C_V^T$	$\bar{E}_M(\%)$	$C_V^M$
R-Sograp	5	2	14	3
C-Sograp	14	9	23	11
R-Lafarge	19	19	8	10
Moy	13	10	15	8

Tableau 53 : Ecart moyens (en %) entre les méthodes d'estimation et les mesures

### 5.3.4. Analyse des sources d'incertitudes

Afin d'estimer la précision de la démarche d'estimation de  $k_s$  proposée en fonction des biais de mesure des différents paramètres nous avons recherché à identifier et à quantifier les principales sources d'incertitudes. Cette analyse a été réalisée en utilisant le modèle de Chapuis.

#### a) Incertitudes sur les mesures Darcy

Le coefficient de variation  $C_V$  sur le  $k_s$  des mesures expérimentales a été calculé pour différentes densités. Il s'écrit :

$$C_{V_{k_s^D}} = \frac{\sigma_{k_s^D}}{\bar{k}_s^D} \quad \text{Équation 96}$$

Avec :

$\sigma_{k_s^D}$  l'écart-type entre les 3 mesures de  $k_s$  Darcy pour une densité donnée,  
 $\bar{k}_s^D$  : moyenne de 3 mesures.

Les valeurs obtenues sont présentées Tableau 54. Le coefficient de variation moyen sur les 3 matériaux est de l'ordre de 12% ce qui peut être considéré comme faible. Ces incertitudes de mesure sont liées principalement à l'échantillonnage, à la mise en œuvre (procédure d'essai) et aux conditions d'essai : température...etc. Les incertitudes sont variables selon la densité et le type de matériau étudié ; en particulier, l'incertitude pour le sable concassé est plus importante à cause de l'influence de la forme angulaire des particules sur la taille et la forme des vides.

$C_V$ (%) (dispersions de $k_s$ Darcy)					
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	15,8	16,3	16,8	17,3	$\bar{C}_V$ (%)
R-Sograp	7,5	6,8	9,4	16,8	10
C-Sograp	16,8	28,3	5,1	24,7	19
R-Lafarge	18,1	2,2	4,5	3,4	7
				Moy	12

Tableau 54 : Incertitudes des mesures Darcy

*b) Incertitudes d'estimation de  $k_s$*

Les incertitudes sur les paramètres d'estimation de  $k_s$  sont à l'origine des écarts avec les mesures Darcy ; nous cherchons ici à déterminer les incertitudes sur chacun de ces paramètres et leur influence sur l'incertitude globale de l'estimation de  $k_s$ . L'estimation de  $k_s$  à partir du modèle de Chapuis peut être évaluée par trois méthodes selon l'origine des données :

Méthode 1 : la granulométrie obtenue par tamisage et la densité obtenue par pesée ( $d_{10}^T, \gamma_d^P$ ),

Méthode 2 : la granulométrie obtenue par géoendoscopie et la densité obtenue par la courbe de calibration du matériau étudié ( $d_{10}^G, \gamma_d^{CR}$ ),

Méthode 3 : la granulométrie obtenue par géoendoscopie et la densité obtenue par la courbe de calibration d'un matériau similaire ou de même classe géotechnique ( $d_{10}^G, \gamma_d^{BD}$ ).

Nous présentons dans ce paragraphe les incertitudes globales sur le  $k_s$  pour chacune de ces méthodes ainsi que leurs écarts par rapport à l'essai Darcy.

La formule de Chapuis est fonction de deux variables  $d_{10}$  et  $e$  :  $k_s = f(d_{10}, e)$ . Si on considère que ces deux variables sont indépendantes, on peut donc écrire selon la méthode de Benjamin R. et Cornell C. A [Ben70] d'ordre 1 que :

$$E[k_s(d_{10}, e)] = k_s(\bar{d}_{10}, \bar{e}) \quad \text{Équation 97}$$

$$Var[k_s(d_{10}, e)] = \left| \frac{\partial k_s(\bar{d}_{10}, \bar{e})}{\partial d_{10}} \right|^2 \cdot Var(d_{10}) + \left| \frac{\partial k_s(\bar{d}_{10}, \bar{e})}{\partial e} \right|^2 \cdot Var(e) \quad \text{Équation 98}$$

$$C_{V_{k_s}}^2 = \frac{Var(k_s)}{\bar{k}_s^2} \quad \text{Équation 99}$$

Avec :

$E[X]$  : l'espérance mathématique de la variable X,

$Var[X]$  : la variance de la variable X,

$\bar{d}_{10}$  : la moyenne de  $d_{10}$ ,

$\bar{e}$  : l'indice des vides moyen.

L'indice des vides  $e$  est fonction de  $\gamma_d$  et  $\gamma_s$  ( $e=f(\gamma_d, \gamma_s)$ ). On suppose par hypothèse qu'il n'y a pas d'incertitude sur le  $\gamma_s$  ( $\Delta\gamma_s = 0$ ) donc :

$$E[e(\gamma_s, \gamma_d)] = e(\bar{\gamma}_s, \bar{\gamma}_d) \quad \text{Équation 100}$$

$$Var[e(\gamma_s, \gamma_d)] = \left| \frac{\partial k_s}{\partial \gamma_d} \right|^2 \cdot Var(\gamma_d) \quad \text{Équation 101}$$

Après simplification des équations 97, 98, 100 et 101, l'équation 99 s'écrit :

$$C_{V_{k_s}}^2 = 4 \times (0,7825)^2 \times C_{V_{d_{10}}}^2 + \left( \frac{0,7825 \times (3 + 2e)}{(1 + e)} \right)^2 \times C_{V_e}^2 \quad \text{Équation 102}$$

$C_{V_{d_{10}}}$  est obtenu à partir des incertitudes présentées en chapitre 1 de la partie II (tamisage et géoendoscopie),

$C_{V_e}$  est obtenu par l'Equation 103 :

$$C_{V_e} = \left( \frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma_d} \right) \times C_{V_{\gamma_d}} \quad \text{Équation 103}$$

$C_{V_{\gamma_d}}$  est calculé selon la méthode utilisée (pesée, courbe de calibration réelle, courbe de calibration d'un matériau similaire). L'expression de ce paramètre est donnée plus loin.

Les équations 102 et 103 serviront de manière commune à calculer le coefficient de variation de  $k_s$  pour chacune des trois méthodes.

▪ **Méthode 1 :  $k_s = f(d_{10}^T, \gamma_d^P)$**

Pour calculer le coefficient de variation de  $k_s$  due à l'incertitude sur le  $d_{10}^T$  (par tamisage) et  $\gamma_d^P$  (par pesée) nous avons besoin de connaître le coefficient de variation de chacun de ces deux paramètres.

Le  $C_v$  de  $d_{10}^T$  est donné chapitre 1 partie II.

Concernant le  $C_v$  de  $\gamma_d^P$ , nous considérons que l'incertitude sur ce paramètre provient de la mesure de la masse « M » et du volume de l'échantillon dans la cellule Darcy. Les mesures de la masse sec ont été réalisées avec une balance précise à 1 g près et le volume de la cellule Darcy est estimé avec une précision de 2 mm sur une hauteur moyenne de la cellule  $\bar{h}=117$  mm. Le coefficient de variation de  $\gamma_d^P$  s'écrit donc après simplification :

$$C_{V_{\gamma_d}}^2 = C_{V_M}^2 + C_{V_h}^2 \quad \text{Équation 104}$$

$C_{V_M}$  : coefficient de variation sur la masse de l'échantillon,

$C_{V_h}$  : coefficient sur la hauteur de l'échantillon dans la cellule Darcy.

Par substitution dans les équations 102 et 103 on obtient donc  $C_{V_{k_s}}$  global d'estimation de  $k_s$ , qui est de l'ordre de 14% (Tableau 55).

Méthode 1 (%)				
Matériau	$C_{V_{d_{10}}}$	$C_{V_{\gamma_d}}$	$C_{V_e}$	$C_{V_{k_s}}$
R-Sograp	2,6	1,7	4,6	10
R-Lafarge	9,6	1,7	4,6	18
			Moy	14

Tableau 55 : Coefficient de variation de  $k_s$  par la méthode 1 ( $k_s$  laboratoire)

Les incertitudes sur le  $d_{10}$  et  $e$  génèrent de manière commune et directe des incertitudes sur le  $k_s$ . La comparaison des coefficients de variation entre les deux matériaux (Tableau 55) met en évidence qu'une incertitude plus importante sur le  $d_{10}$  du R-Lafarge que sur celui du R-Sograp, a engendré une incertitude plus importante sur le  $k_s$  bien que les incertitudes sur le  $e$  soient égales.

▪ **Méthode 2 :  $k_s=f(d_{10}^G, \gamma_d^{CR})$**

Pour cette méthode, le coefficient de variation sur  $k_s$  est calculé à partir des incertitudes sur  $d_{10}^G$  (par géoendoscopie) et sur  $\gamma_d^{CR}$  (par courbe de calibration réelle).

Le coefficient de variation de  $d_{10}^G$  est donnée chapitre 1 partie II.

Le coefficient de variation de  $\gamma_d^{CR}$  est calculé à partir de l'incertitude sur la mesure du  $q_d$  ( $\gamma_d^{CR} = f(q_d)$ ). Selon l'étude réalisée par Chaigneau (2001), la résistance de pointe  $q_d$  mesurée par le Panda est entachée d'un coefficient de variation de 10%.

Après simplification, le coefficient de variation de  $\gamma_d^{CR}$  s'écrit (Equation 106) :

$$C_{V_{\gamma_d}} = \left( \frac{a}{a \ln(q_d) + b} \right) \times C_{V_{q_d}} \quad \text{Équation 105}$$

Avec :

$C_{V_{q_d}}$  : le coefficient de variation de  $q_d$  égale à 10%,

$a$  et  $b$  : paramètres de la courbe de calibration, fonctions du type de matériau (partie III-chapitre 3).

Après calcul on obtient un  $C_{V_{k_s}}$ , de l'ordre de 13% (Tableau 56).

Méthode 2 (%)				
Matériau	$C_{V_{d_{10}}}$	$C_{V_{\gamma_d}}$	$C_{V_e}$	$C_{V_{k_s}}$
R-Sograp	2,8	0,4	1,1	4,9
R-Lafarge	13,4	0,4	1,2	21,2
			Moy	13

Tableau 56 : Coefficient de variation de  $k_s$  par la méthode 2

Les remarques faites pour la méthode 1 peuvent être faites pour la méthode 2 avec une particularité que le coefficient de variation de «  $e$  » plus faible. Il apparait que la mesure de la densité à partir de la résistance mécanique de pointe  $q_d$  est plus précise que la mesure par pesée, ce qui est expliqué par les imprécisions fortes de mesure du volume pour déterminer la densité par pesée.

▪ **Méthode 3 :  $k_s=f(d_{10}^G, \gamma_d^{BD})$**

Ici, la courbe de calibration du matériau n'est pas connue, l'incertitude due à l'utilisation de la courbe de calibration d'une même classe granulaire représente l'écart relatif entre la densité calculée à partir de la courbe de calibration réelle et celle de la base de

données (BDD) et s'ajoute à cela l'incertitude propre de mesure de  $q_d$  telle qu'elle été calculée dans la méthode 2.

On se basant sur l'équation 105 on peut écrire :

$$C_{V_{\gamma_d}} = \left( \frac{a_{BD}}{a_{BD} \ln(q_d) + b_{BD}} \right) \times C_{V_{q_d}} + C_{V_{BD}} \quad \text{Équation 106}$$

Avec  $a_{BD}$  et  $b_{BD}$  ; les paramètres de la courbe de calibration du matériau de même classe géotechnique.

Pour estimer  $C_{V_{BD}}$  nous retenons les expressions suivantes :

$$C_{V_{BD}} = \left| \frac{\gamma_d^{BD} - \gamma_d^{CR}}{\bar{\gamma}_d} \right| \quad \text{Équation 107}$$

Avec :

$$\bar{\gamma}_d = \frac{\gamma_d^{BD} + \gamma_d^{CR}}{2} \quad \text{Équation 108}$$

Les coefficients de variation obtenus sont présentés Tableau 57. L'utilisation de la courbe de calibration d'un matériau de même classe géotechnique entraine une incertitude totale de 45% sur l'estimation de  $k_s$ .

Les coefficients de variation sur  $e$  sont plus forts que ceux sur  $d_{10}$  ce qui entraine des coefficients de variation globaux sur  $k_s$  qui peuvent atteindre 65%. Ceci est la conséquence directe de l'utilisation d'une courbe de calibration d'un matériau de même classe granulaire où l'écart entre les courbes de calibration réelle et approchée affecte considérablement l'estimation de  $k_s$ . Il faut signaler que nous avons utilisé la classification GTR.

Méthode 3 (%)				
Matériau	$C_{V_{d_{10}}}$	$C_{V_{\gamma_d}}$	$C_{V_e}$	$C_{V_{k_s}}$
R-Sograp	2,8	4,6	11,8	24,4
R-Lafarge	13,4	10,1	29,4	64,6
			Moy	45

**Tableau 57 : Coefficient de variation total de  $k_s$  pour la méthode 3**

Les écarts moyens calculés à partir des équations 92 à 95 entre  $k_s$  déterminée par la méthode 3 et les résultats expérimentaux de Darcy ( $k_s$  Darcy) sont présentés Tableau 58. Ils montrent un écart moyen d'environ 25% pour les deux matériaux. Cet écart est supérieur à ceux obtenus par les méthodes 1 et 2 (Tableau 53) qui sont autour de 13% et 15% respectivement. Ceci montre que l'utilisation par défaut d'une courbe de calibration d'un matériau similaire engendre un écart important avec les valeurs données par l'essai Darcy.

Ecart (%) par rapport à Darcy (Méthode 3)		
Matériaux	$\overline{E}_M^{BD}$ (%)	$C_V^{M_{BD}}$
R-Sograp	8,6	2,8
R-Lafarge	41,2	9,7
Moy	25	6

Tableau 58 : Ecart moyen entre la méthode 3 (BDD) et les mesures expérimentales

#### ▪ Analyse et discussion

A partir des incertitudes associées aux trois méthodes ainsi que de la comparaison avec les mesures Darcy, on a montré que la méthodologie proposée (méthode 2) est aussi précise que la méthode utilisant les mesures au laboratoire (méthode 1) et que la mesure Darcy. Les coefficients de variation sont quasi identiques (13%, 14%, 12% respectivement) ce qui montre la bonne performance de la méthodologie proposée (méthode 2) dans les conditions maîtrisées lorsque la courbe de calibration du matériau étudié est connue. En revanche, lorsque par défaut on fait appel à la courbe de calibration d'un matériau de même classe granulaire (méthode 3), la précision de la méthodologie diminue considérablement pour atteindre 45% en moyenne.

#### 5.4. CONCLUSIONS

Nous avons présenté dans ce chapitre la méthodologie de diagnostic des filtres d'ANC dégagée suite à l'analyse des résultats des premières campagnes d'essais. Il sera nécessaire dans les prochains travaux d'améliorer le protocole proposé et d'affiner les mesures des différents outils.

Nous avons montré, dans les conditions maîtrisées, que la conductivité hydraulique d'un filtre estimée à partir des modèles prédictifs et les outils de mesure in situ est très proche de celle mesurée par l'essai de référence Darcy. L'écart moyen entre les deux conductivités hydrauliques est inférieur à 15% ce qui est admissible pour ce type d'application.

Ensuite nous avons tenté d'identifier et de quantifier les sources d'incertitudes qui sont à l'origine cet écart. Les estimations du  $d_{10}$  et de  $e$  engendrent des incertitudes communes sur  $k_s$ . La valeur d'incertitude la plus forte (65%) a été enregistrée dans le cas de l'utilisation par défaut d'une courbe de calibration de la même classe de matériau.

Si la conductivité hydraulique est le paramètre le plus important pour juger de l'état d'un filtre, ce paramètre est conditionné par d'autres paramètres liés à la conception et au fonctionnement du filtre qui peuvent nuire à l'évaluation de l'état global du fonctionnement de l'ouvrage. Il se peut qu'un filtre dispose d'une bonne conductivité hydraulique mais qu'il présente des dysfonctionnements à cause d'un ou plusieurs défauts de conception. Pour cela et afin de prendre en compte tous ces paramètres nous mettons en place dans le chapitre 6 une procédure d'évaluation basée sur un système de notation. Cette procédure répond à cette problématique par la proposition d'une méthodologie d'expertise.

#### 5.5. EXEMPLE DE DIAGNOSTIC DU FILTRE VEOLIA

Nous avons utilisé les données issues des essais réalisés sur le filtre Véolia lors de la campagne 2009 pour montrer un exemple de diagnostic d'un filtre d'ANC.

1. Emplacement des essais

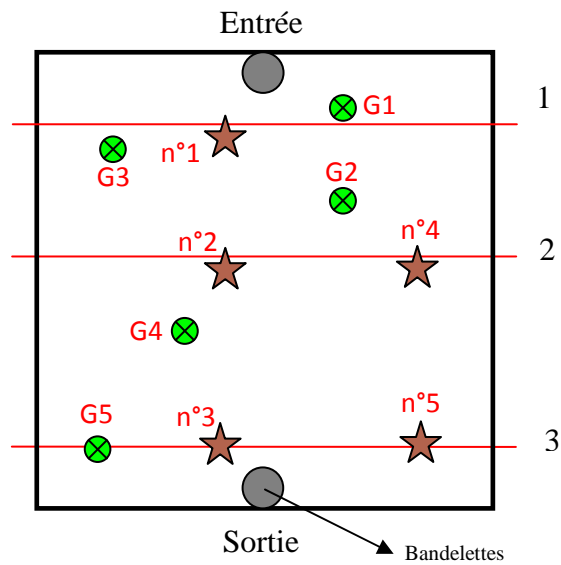


Figure 122 : Emplacement des essais sur le filtre Véolia (2009)

2. Résistivité électrique globale

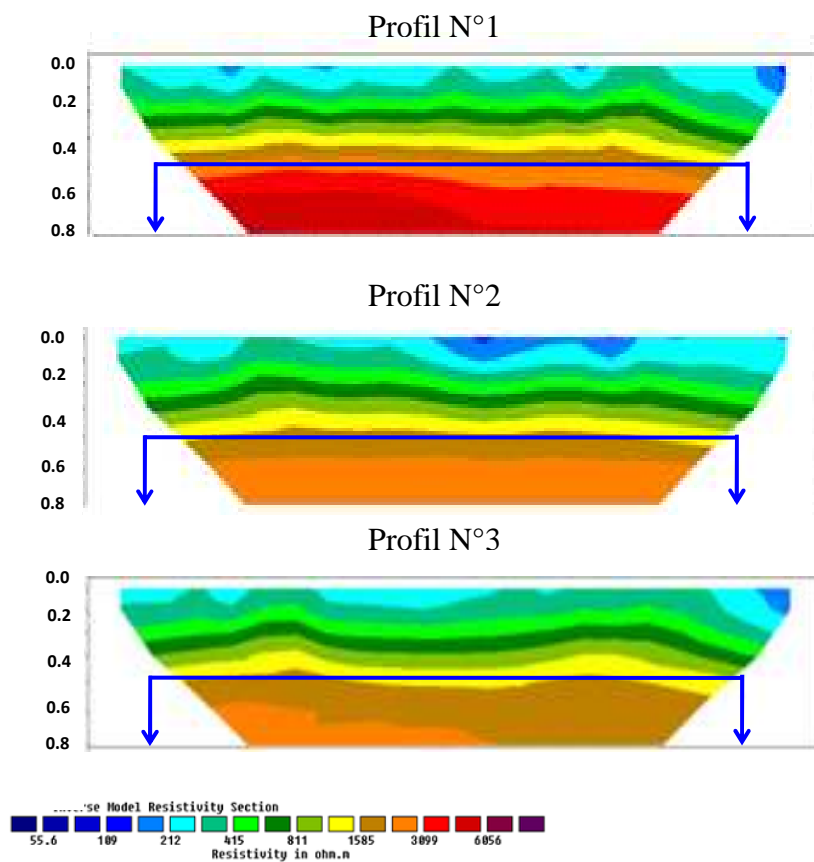


Figure 123 : Profils de résistivité électrique globale du filtre Véolia (2009)



La partie gauche du filtre (quand on regarde dans le sens d'écoulement) est plus humide que la partie droite (de l'entrée vers la sortie).

### 3. Epaisseur de couches

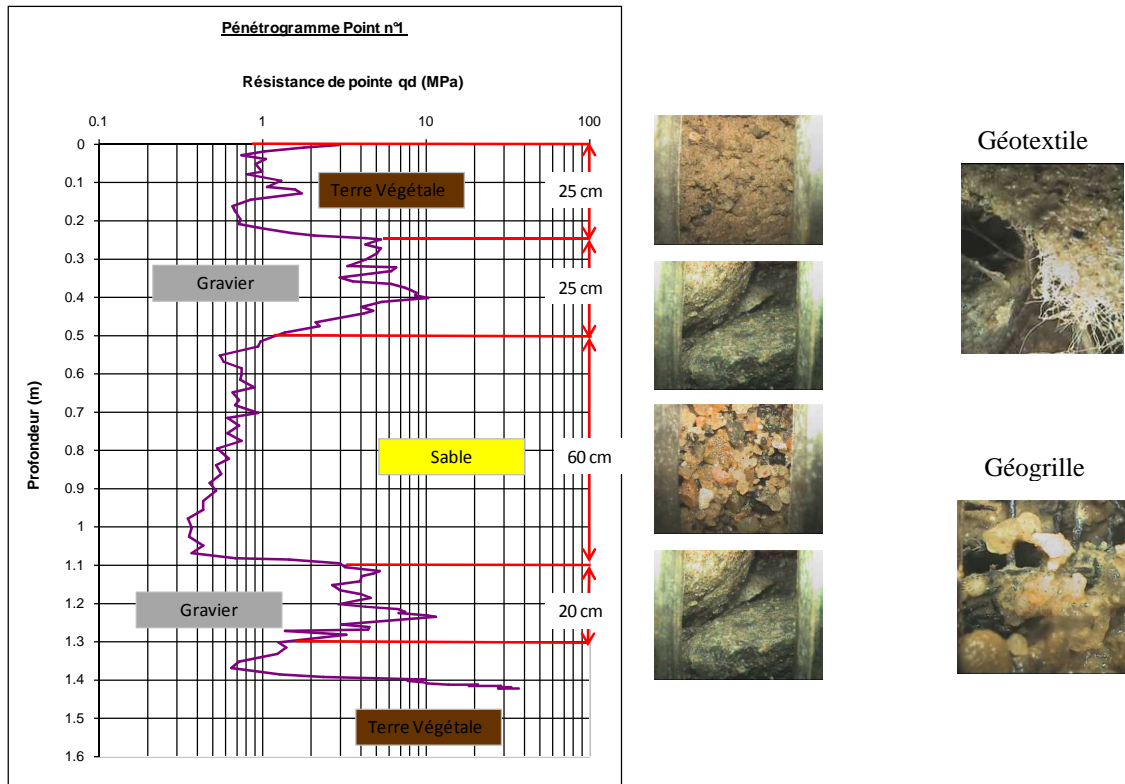


Figure 124 : Epaisseur des couches du filtre Véolia (CSTB)

### 4. Caractéristiques du sable et classification

Construction de la courbe granulométrique par analyse d'images.

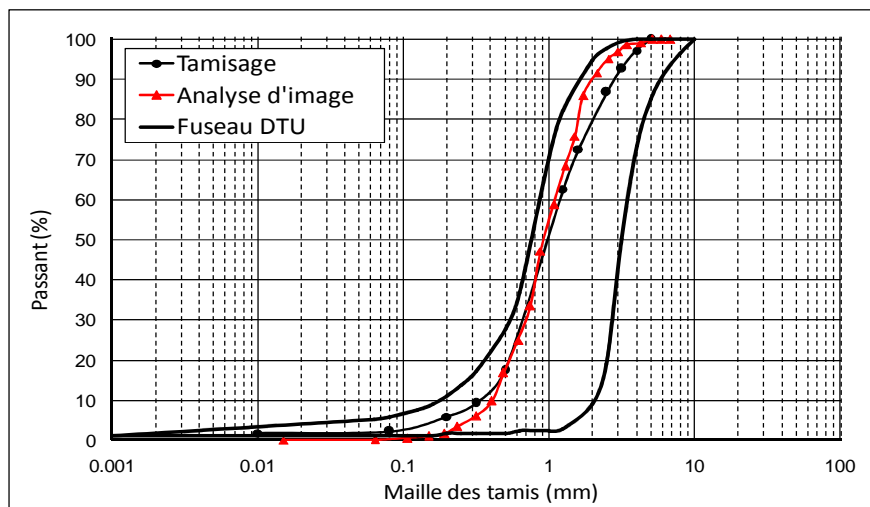


Figure 125 : Courbe granulométrique obtenue par analyse d'images acquises par géoendoscopie

→ Détermination des différentes caractéristiques du sable :

	$d_{10}$ (mm)	$d_{60}$ (mm)	$C_u$	% fines
Filtre Véolia	0,40	1,17	2,93	2

**Tableau 59 : Caractéristiques granulométriques déterminées par analyse d’images**

→ Détermination de la classification GTR à l’aide de la courbe granulométrique :

Passant à 0,08 mm < 2%  
 Passant à 2 mm 90%  
 VBS < 0,1 (par hypothèse – sable propre)

} → Sable D1

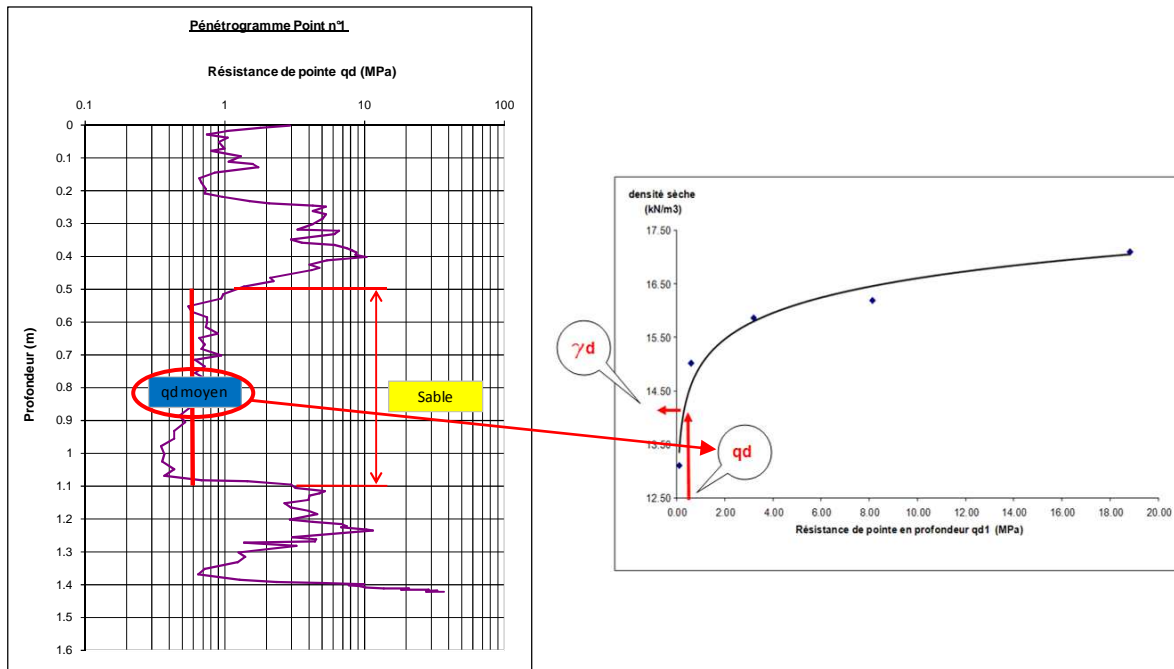
### 5. Estimation de la densité en place

→ Détermination de la résistance de pointe moyenne ( $q_{d\text{ moy}}$ ) dans la couche de sable.

→ Selection de la courbe de calibration d’un sable de la banque de données qui dispose de caractéristiques granulométriques comparables à celles du sable en place.

→ Détermination de la densité sèche  $\gamma_d$  de la couche de sable à partir de la courbe de calibration.

$$q_{d\text{ moy}} = 0,6 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \gamma_d = 14,6 \text{ kN/m}^3$$



**Figure 126 : Détermination de la densité sèche à partir de la courbe de calibration**

**6. Présence du colmatage (géoendoscopie + gaz)**

Point	Profondeur (m)	% O <sub>2</sub>	% CO <sub>2</sub>
G1	0,9	12,6	7,6
G2	0,9	3,2	14,0
G3	0,9	13,2	7,4
G4	0,9	9,8	10,0
G5	0,9	9,3	8,8

**Tableau 60 : Mesure de gaz (filtre Véolia 2009)**

Présence de l'activité biologique et donc de la biomasse sur l'ensemble des points de mesures.

**7. Estimation de la conductivité hydraulique (dans le cas de colmatage)**

→ Calcul de  $k_s$  de la couche de sable en utilisant la formule de Chapuis (2004).

On utilise le  $d_{10}$  obtenu par géoendoscopie et l'indice de vides  $e$  calculé à partir de  $\gamma_d$  obtenu par la courbe de calibration comme valeurs d'entrée du modèle. Il faut signaler que le  $\gamma_s$  est pris par hypothèse égal à 26,5 kN/m<sup>3</sup>.

$$k_s = 2.4622 \cdot \left[ \frac{d_{10}^2 \cdot e^3}{(1+e)} \right]^{0.7825} = 2,8 \times 10^{-3} \text{ m/s}$$

→ Comparaison :  $k_s$  en place appartient à l'intervalle de préconisation [ $1 \cdot 10^{-3}$  ;  $3 \cdot 10^{-3}$ ] (m/s)

**8. Epuration**

DBO <sub>5</sub> (mg/l)	1,5
MES (mg/l)	1,5
DCO (mg/l)	33

**Tableau 61 : Performances épuratoires du filtre Véolia (2009)**

→ Le filtre respecte les normes de rejet et présente des bonnes performances épuratoires.

## CHAPITRE 6 : DEVELOPPEMENT D'UNE METHODOLOGIE D'EXPERTISE DES OUVRAGES D'ANC (NOTATION DES FILTRES)

### 6.1. OBJECTIFS

Le but de ce chapitre est d'affiner et d'améliorer la méthodologie de diagnostic établie et d'élaborer une procédure d'évaluation détaillée des filtres en vue de leur attribuer une note globale et de mettre en évidence les causes de pathologie rencontrée afin de fournir des éléments quantitatifs pour une aide à l'expertise. Ce travail permettra à terme de décrire des préconisations de conception et de réalisation des filtres afin d'améliorer la filière sur le plan de la fiabilité et de la durabilité.

L'ensemble des installations d'ANC doivent donc être évaluées sur des critères communs afin de pouvoir dégager une « note générale » permettant de connaître rapidement et de façon synthétique leur état (état vert : pas de problème, état rouge : état critique, état orange : état intermédiaire).

### 6.2. DEMARCHE DE NOTATION

Pour parvenir à ce type d'évaluation, nous avons mis au point une procédure qui permet de construire un graphique récapitulatif sous la forme d'un radar de performances où chaque axe représente un critère d'évaluation de l'ouvrage.

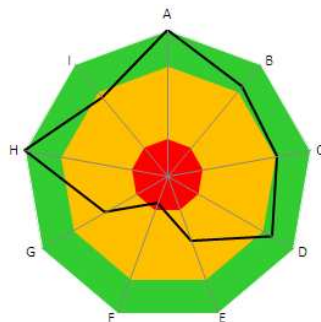
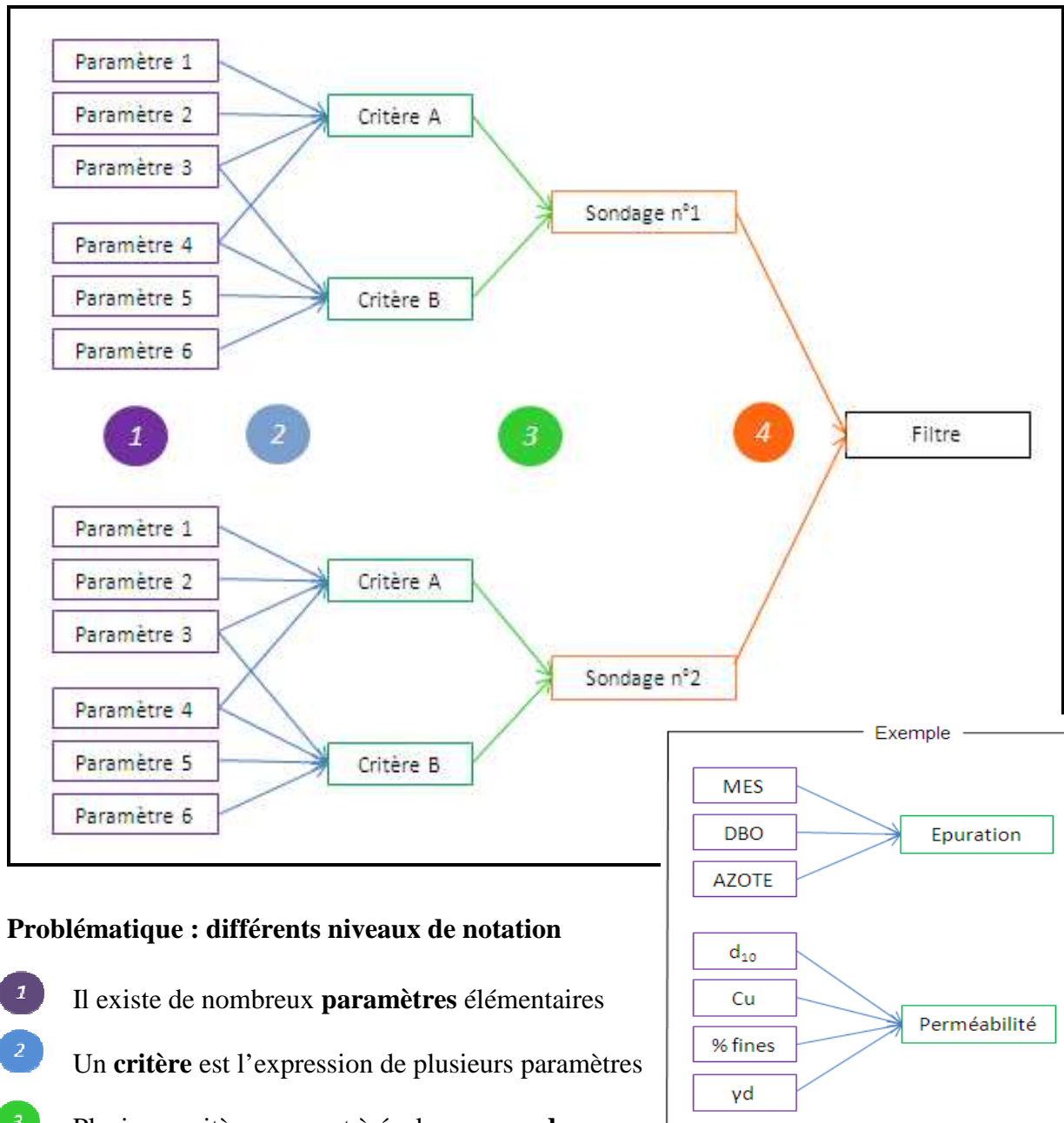


Figure 127 : Exemple d'un radar de performances

Pour cela, le travail consiste tout d'abord à répertorier les différents critères constituant ce radar en identifiant les principaux paramètres gouvernant le fonctionnement du filtre. Dans un premier temps, il faut mettre en place un système de notation basé sur des valeurs seuils qui permette d'évaluer chaque paramètre indépendamment et de prendre en compte leur interaction pour les regrouper selon des critères qui serviront à constituer les axes du radar de performances. Dans un deuxième temps, le radar obtenu permettra de juger le niveau de fonctionnement de l'ouvrage et de mener des études statistiques sur le parc d'ANC.

La procédure de notation proposée est présentée Figure 128. Il faut signaler que les travaux présentés dans ce chapitre ont été effectués dans le cadre du projet recherche développement de Raphaël Besson [Bes09].



**Problématique : différents niveaux de notation**

- 1** Il existe de nombreux **paramètres** élémentaires
- 2** Un **critère** est l'expression de plusieurs paramètres
- 3** Plusieurs critères servent à évaluer un **sondage**
- 4** Il faut prendre en compte tous les sondages pour noter globalement le **filtre**

Figure 128 : Procédure de notation des ouvrages d'ANC

**6.3. GRILLE D'ÉVALUATION**

La procédure d'évaluation présentée sur une grille d'évaluation (Tableau 63) s'articule autour de 2 axes principaux (Tableaux 62 et 63) : un axe de conception et un axe de fonctionnement du filtre (cases de couleur jaune). Ces deux axes sont caractérisés chacun par plusieurs critères (cases de couleur grise), eux-mêmes construits à partir de divers paramètres (cases de couleur blanche). A droite apparaissent les objectifs règlementaires.

INFORMATIONS GENERALES	
Nom du propriétaire	
Localisation	
Age du filtre (années)	
Nombre de personnes	
Nombre de pièces principales	
Avoisinants	
Date de dernière vidange de la FTE	
Date dernière visite	

Tableau 62 : Informations générales sur l'ouvrage d'ANC

	Point 1	Point 2	FILTRE	Réglementation et Préconisations
<b>CONCEPTION DU FILTRE</b>				
Equipements				
Fosse toutes eaux (m <sup>3</sup> )				3 minimum
Géomembrane étanche (U)				1
Regard de répartition (U)				1
Tuyaux d'épandage (U)				5
Regard de bouclage (U)				1
Drains de collecte (U)				3
Regard de récupération (U)				1
Superficie				
Largeur (m)				4
Longueur (m)				5
Epaisseur des couches				
Terre végétale (cm)				20
Géotextile				1
Gravier (cm)				10
Sable (cm)				70
Géogrille				1
Gravier (cm)				10
Caractéristiques du sable				
d10 (mm)				[0.18 ; 2] ou [0.25 ; 0.4]
Cu				[1 ; 18.5] ou [3 ; 6]
d<0.08 mm (%)				< 3% voire à éviter
<b>FONCTIONNEMENT DU FILTRE</b>				
Perméabilité saturée (m/s)				[1.10-3 ; 3.10-3]
Activité biologique (% O <sub>2</sub> )				
Epuration				
MES (mg/L)				30
DBO5 (mg/L)				40
Azote				
Colmatage				
Saturation				

Tableau 63 : Grille d'évaluation

#### 6.4. NOTATION DES FILTRE

Les critères de notation et les seuils de performance déterminés pour juger de l'état de fonctionnement d'un filtre dépendent de l'objectif fixé au départ. Pour cette raison, deux types d'évaluations différentes seront confrontés par la suite : DTU et POLYTECH.

La notation « **DTU** » est basée uniquement sur la notion de respect de la réglementation ; c'est pourquoi elle fonctionne de manière binaire (1 ou 0). Avec cette notation, les résultats obtenus sont donc soit bons (verts), soit mauvais (rouges), et il n'existe aucune position intermédiaire. Son but est de détecter les installations conformes et non-conformes à la réglementation.

La notation « **POLYTECH** » est moins « rigide », son échelle de notation étant plus large et plus précise. Elle attribue des notes intermédiaires (comprises entre 0 et 1) par le biais de fonctions de performance. Autrement dit, cette logique intègre la possibilité d'appartenir à une zone « orange » qui se situe entre les zones verte et rouge. Elle ne se contente pas uniquement de voir si l'ouvrage est conforme à la réglementation mais elle cherche surtout à qualifier son état de fonctionnement.

L'intérêt principal de cette dernière notation est non seulement de situer l'ouvrage par rapport à la législation et aux normes, mais aussi de mieux comprendre le diagnostic (déterminer les causes exactes du dysfonctionnement), d'argumenter les constatations (donner des explications) et surtout de cibler et de proposer des opérations de réhabilitation s'il y a besoin (trouver des solutions). En ce sens, on peut dire que cette notation est bien appropriée aux expertises de filtres.

Les notes attribuées varient de 0 à 1, et le code couleur associé est le suivant :

- **Rouge** (= mauvais) : note < 0,25
- **Orange** (= moyen) :  $0,25 \leq \text{note} < 0,75$
- **Vert** (= bon) : note  $\geq 0,75$

Il est important de souligner que l'ensemble des notations et seuils qui vont être présentés dans ce qui suit, ont été élaborés à partir des connaissances scientifiques, des préconisations, des normes et des législations connues et en vigueur au moment de la rédaction de cette thèse.

Pour cette raison, la façon d'aborder l'évaluation des filtres par la procédure de notation proposée n'est en aucun cas unique et figée. Elle repose sur des réflexions et des argumentaires qui ont abouti aux choix qui semblaient être les mieux adaptés, mais la discussion reste ouverte. Cette procédure sera de toute évidence amenée à être réactualisée, réadaptée ou même complètement revue dans l'avenir.

Nous détaillons dans ce qui suit les 4 niveaux de notation utilisés en donnant quelques exemples des fonctions de performances mises en place.

### 6.4.1. Notation de niveau 1 (à l'échelle d'un paramètre)

1

A ce niveau de notation, il s'agit de trouver une échelle d'évaluation pour chacun des paramètres élémentaires présentés dans la grille Tableau 63 (case de couleur blanche).

#### ▪ Exemple des paramètres du critère « Caractéristiques du sable »

Il s'agit ici d'évaluer les caractéristiques du sable d'un point de vue réglementaire. Pour cela on se réfère aux préconisations du DTU et à celles du Cemagref. D'une manière générale, le respect des préconisations « Cemagref » se traduit par l'obtention de la note maximale de la zone « verte », et le respect des préconisations « DTU », qui sont moins restrictives, permet également d'atteindre le code « vert » mais avec un niveau de performance inférieur. Au-delà des préconisations DTU, on se trouve évidemment en zone « rouge ».

##### a) Diamètre effectif $d_{10}$

La note DTU se place uniquement dans le cadre réglementaire et considère un  $d_{10}$  comme « vert » si il appartient à l'intervalle  $[0,18 ; 2]$  (mm), et « rouge » s'il est en dehors.

La note POLYTECH fait l'hypothèse que le  $d_{10}$  peut être évalué selon trois paliers. Ce critère obtient une note maximale « verte » lorsque le  $d_{10}$  appartient à l'intervalle de préconisation du Cemagref, une note à la limite de la zone « orange » lorsqu'il est dans l'intervalle DTU, et une note nulle « rouge » au-delà (Tableau 64 et Figures 129 et 130).

Désignation	Note POLYTECH	Note DTU
$0,18 < d_{10} < 2$ (DTU)	0,75	1
$0,25 < d_{10} < 0,40$ (Cemagref)	1	1
$d_{10} < 0,18$ ou $d_{10} > 2$	0	0

Tableau 64 : Notation de  $d_{10}$

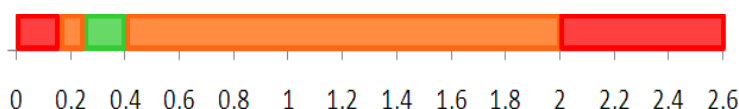


Figure 129 : Notation de  $d_{10}$



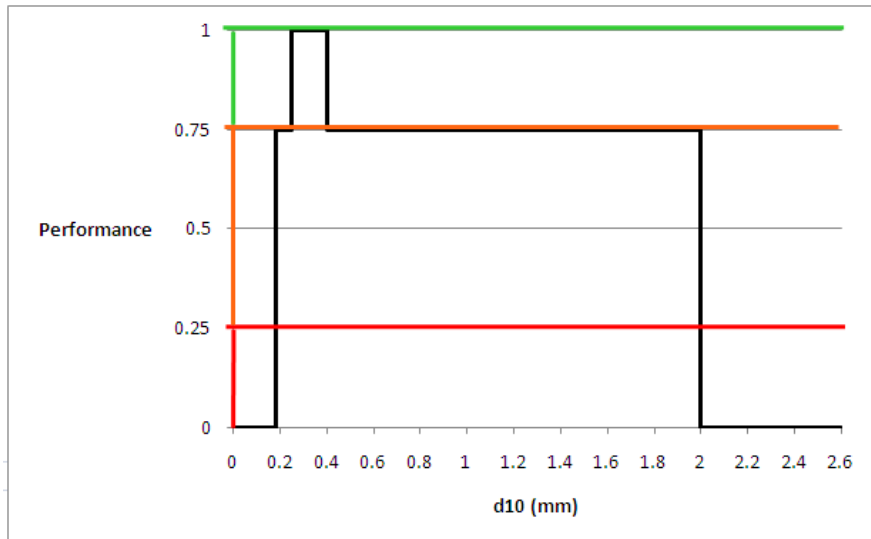


Figure 130 : Fonction de performance de  $d_{10}$

*b) Coefficient d'uniformité  $C_u$*

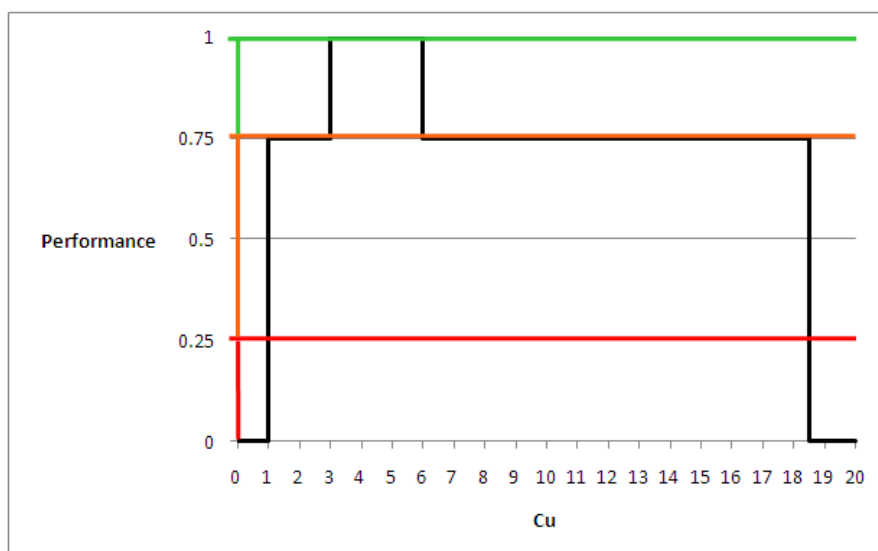
Le second paramètre permettant d'évaluer les caractéristiques du sable est le coefficient d'uniformité  $C_u = d_{60}/d_{10}$ . Le choix qui a été fait est le suivant (Tableau 65 et Figures 131 et 132) :

Désignation	Note POLYTECH	Note DTU
$1 < C_u < 18,5$ (DTU)	0,75	1
$3 < C_u < 6$ (Cemagref)	1	1
$C_u < 1$ ou $C_u > 18,5$	0	0

Tableau 65 : Notation du coefficient d'uniformité  $C_u$



Figure 131 : Notation du coefficient d'uniformité  $C_u$

Figure 132 : Fonction de performance de  $C_u$ 

### c) Pourcentage de fines

Le dernier élément permettant de qualifier la qualité du sable pour son utilisation dans un filtre est le pourcentage de fines qu'il contient (diamètre des particules  $< 80\mu\text{m}$ ). Le DTU préconise un pourcentage inférieur à 3 %, tandis que le Cemagref indique que l'absence d'éléments fins ( $\approx 0\%$ ) est préférable.

Dans la pratique ce pourcentage n'est jamais nul quelle que soit la méthode de détermination (dans notre cas par tamisage ou géoendoscopie). Pour cette raison, nous considérons que le sable respecte les préconisations Cemagref si le pourcentage de fines est inférieur à 0,5 % (Tableau 66 et Figures 133 et 134).

Désignation	Note POLYTECH	Note DTU
% fines $< 0,5\%$ (Cemagref)	1	1
% fines $< 3\%$ (DTU)	0,75	1
% fines $> 3\%$	0	0

Tableau 66 : Notation du pourcentage de fines dans le sable



Figure 133 : Notation du pourcentage de fines (%)

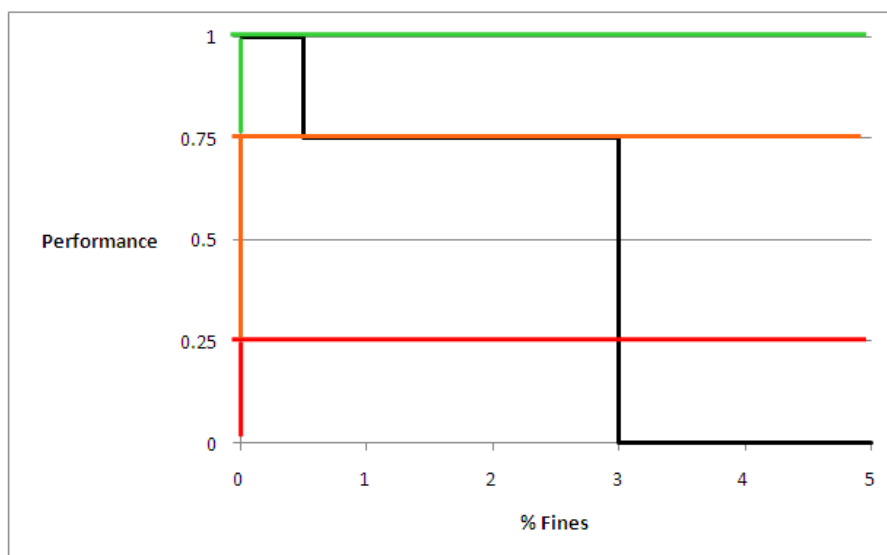


Figure 134 : Fonction de performance du pourcentage de fines

#### 6.4.2. Notation de niveau 2 (à l'échelle d'un critère)

2

Dans le niveau 1, on a vu comment noter les paramètres élémentaires. Maintenant, avec ce deuxième niveau on cherche à évaluer les critères (axes du radar) à partir des combinaisons de paramètres qui les composent. La difficulté ici est donc la mise en œuvre de cette agrégation.

Il se pose en effet ici la question de l'importance de ces paramètres les uns par rapports aux autres : ont-ils tous le même « poids » ou certains sont-ils prépondérants ? si tel est le cas, comment quantifier les écarts et quelle pondération adopter ?

Si on prend l'exemple précédent du critère « caractéristiques du sable », sa note sera fonction des trois notes attribuées aux  $d_{10}$ ,  $C_u$  et % de fines.

Si on considère que les trois paramètres ont la même importance, on peut dire que :

- Si ces 3 paramètres respectent les préconisations du Cemagref, alors la note du critère sera 1 : « vert »,
- Si l'un au moins ne respecte ni les préconisations du Cemagref, ni celles du DTU, alors la note du critère sera 0 : « rouge ».
- Dans tous les autres cas, la note du critère sera déterminée en faisant la moyenne des notes obtenues par chacun des 3 paramètres. La note globale prendra donc des valeurs comprises entre 0 et 1 : « vert, orange ou rouge ».

#### 6.4.3. Notation de niveau 3 (à l'échelle d'un sondage)

3

Cette étape de la procédure d'évaluation permet de recueillir l'ensemble des notes attribuées pour chacun des critères en un point donné du filtre ce qui permet d'obtenir une note moyenne pour chaque critère pour l'ensemble du filtre.

#### 6.4.4. Notation de niveau 4 (à l'échelle d'un filtre)

4

A ce niveau de notation, on est en possession des résultats de 4 à 5 sondages implantés à différents endroits du massif (entrée, sortie...). La difficulté majeure est de prendre en compte l'hétérogénéité spatiale du filtre, parce qu'il est fort probable que l'on soit très fréquemment loin du cas idéal d'un filtre homogène sur toute la surface.

Pour cette raison, plusieurs questions se posent. Tout d'abord, sur quelle surface de filtre peut-on extrapoler les résultats d'un sondage ? Ensuite, comment intégrer l'ensemble des informations ponctuelles pour fournir un résultat global ? Faut-il nécessairement n'avoir au final qu'un seul résultat global ? Autrement dit, que faire dans le cas où nous sommes en présence d'un filtre dont le fonctionnement semble a priori efficace en partie amont et a priori inefficace en partie aval. Le « résultat » est-il globalement bon, moyen ou mauvais ?

Nous avons retenu l'hypothèse que les sondages sont équirépartis et équidistants à la surface du filtre ; ceci, permet de simplifier la démarche en uniformisant l'importance relative des données recueillies. Poursuivre ce raisonnement revient également à considérer que l'ensemble des sondages suffisent à représenter entièrement le filtre. Dans ces conditions, l'évaluation globale consiste à pondérer les résultats de chaque sondage par la surface relative qu'il représente. En d'autres termes, cela revient à calculer pour chaque critère, la moyenne des notes obtenues en chaque point pondérées par la surface d'application. En procédant de la sorte pour chaque axe d'évaluation, on peut dresser un graphique radar moyen pour le filtre.

Il existe d'autres approches qui consistent à différencier entre un ouvrage neuf (réception) et en place (diagnostic) ce qui permet d'adopter des règles propres pour chaque cas (Figure 135).

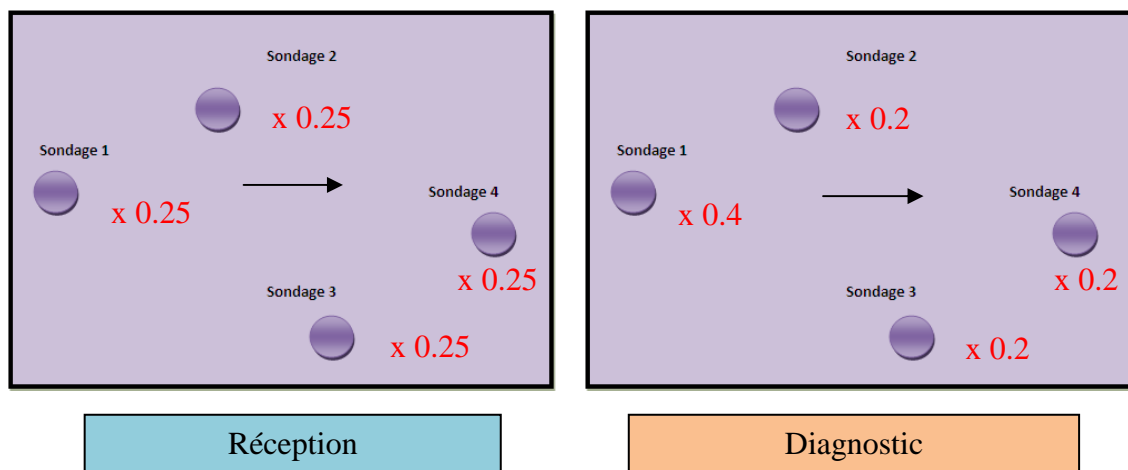


Figure 135 : Autres approches d'évaluation du niveau 4

#### 6.5. REPRESENTATIONS GRAPHIQUES (RADAR D'EVALUATION)

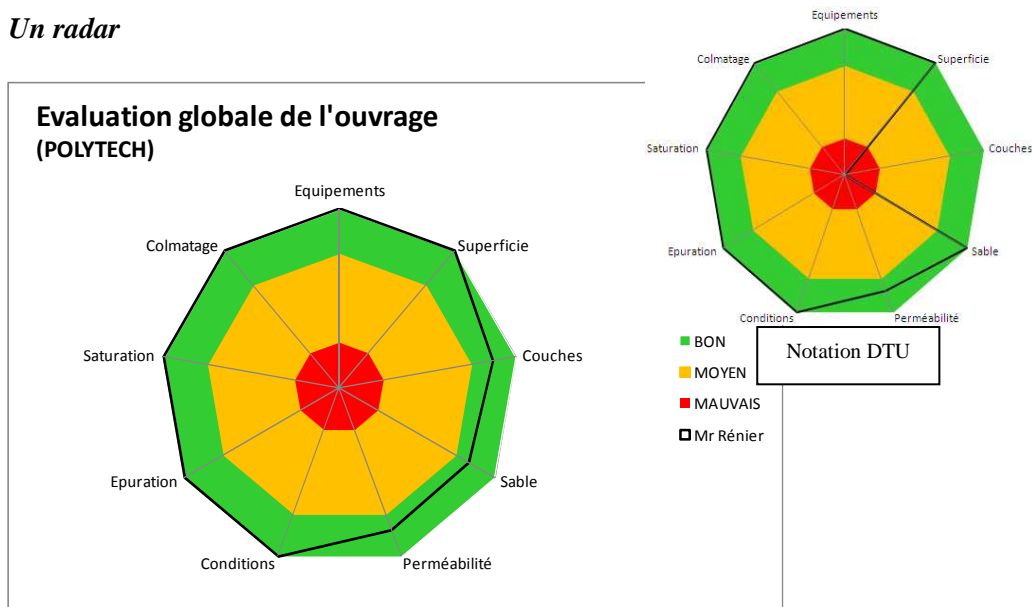
Il est possible d'adopter deux type de représentation graphique : soit regrouper tous les critères (conception et fonctionnement) dans un seul radar, soit mettre chacune des deux familles dans un radar séparé. Il faut souligner que plusieurs compagnes d'essais in situ ont

été menées afin de valider la procédure de notation. Nous présentons dans les radars ci-après le cas du filtre REN.

Pour simplifier la lecture du Radar de performances, nous avons abrégé les noms des critères présentés Tableau 63 (Grille d'évaluation) :

Épaisseur des couches -----> Couches  
 Caractéristiques du sable -----> Sable  
 Activité biologique -----> Conditions

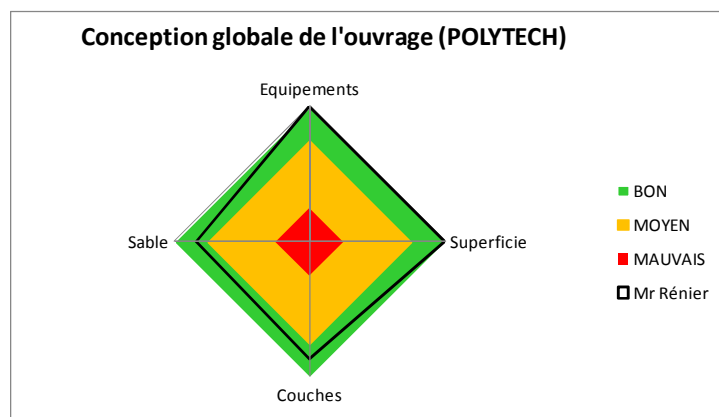
*a) Un radar*

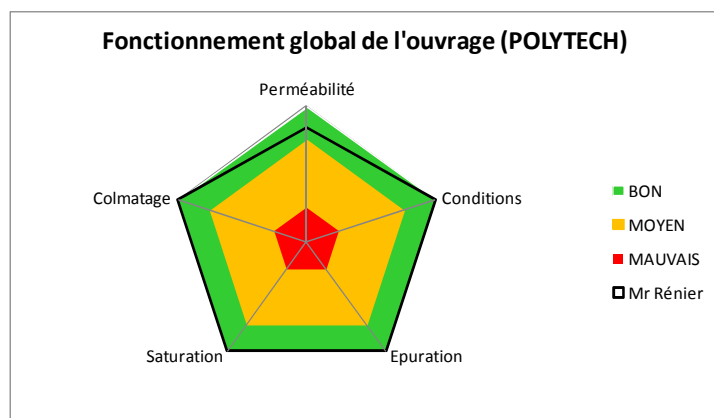


**Figure 136 : Radar global (REN)**

*b) Deux radars*

Cette représentation permet de séparer l'évaluation en 2 parties : une partie « conception », regroupant les paramètres qui sont à priori identiques pour l'installation et qui n'ont pas vocation à évoluer ou à être modifiés au cours du temps : « équipements, dimensions, constitution, sable », et une partie « fonctionnement » concentrant les principales données qui varient à l'échelle du filtre à savoir « perméabilité, activité biologique, colmatage » ainsi que les qualités « d'épuration » et le « niveau de saturation ».





**Figure 137 : Radars Conception et fonctionnement (REN)**

## CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

Les travaux réalisés dans cette thèse sont situés dans le contexte du développement des filières d'assainissement non collectif (ANC) qui jouent un rôle majeur sur le plan économique et technique. À ce jour, les gestionnaires de ce type d'ouvrages cherchent à mieux comprendre les phénomènes régissant leur fonctionnement et tentent ainsi d'améliorer cette filière sur le plan de la durabilité, de la fiabilité et de l'optimisation en s'appuyant sur des recommandations scientifiquement étayées auxquelles les études menées dans ce travail s'attachent à répondre.

Les principaux objectifs industriel et scientifique de cette thèse étaient de mieux comprendre le fonctionnement de ces systèmes et de développer une méthodologie de diagnostic de leur état par la mise au point d'outils et de méthodes adaptés à ce type d'ouvrage.

Nous avons montré que ces objectifs demandaient de pouvoir a) mesurer la conductivité hydraulique qui est un paramètre principal gouvernant le fonctionnement d'un filtre d'ANC et b) mettre en place une méthodologie de diagnostic de ces filtres.

### a) Mesure de la conductivité hydraulique.

Dans un contexte opérationnel où les essais doivent être peu traumatisants, nous avons tout d'abord proposé une méthode d'estimation in situ de la conductivité hydraulique saturée :

- nous préconisons l'utilisation du modèle de Chapuis (2004) qui semble le mieux adapté pour estimer  $k_s$  des sables roulés et le modèle de Carrier (2003) qui prend en compte un facteur de forme des particules pour estimer  $k_s$  des sables concassés, ce dernier modèle ayant besoin encore d'être étudié sur un nombre important de sables concassés notamment en ce qui concerne le choix du facteur de forme,
- nous proposons d'alimenter ces modèles d'estimation par les données issues de l'utilisation conjointe d'outils non destructifs.

L'étude de sensibilité de cette démarche, menée au laboratoire dans les conditions maîtrisées, a montré que l'écart moyen entre  $k_s$  estimée à partir des modèles prédictifs alimentés à partir des données obtenues par les outils de diagnostic et  $k_s$  mesurée par l'essai de référence Darcy est inférieur à 45%. La principale source d'incertitude à l'origine de cet écart est l'estimation de la densité par la courbe de calibration d'un matériau de la même classe granulaire.

### b) Méthodologie de diagnostic

Nous avons ensuite construit une méthodologie de diagnostic basée sur l'utilisation conjointe d'outils non destructifs et rapide à mettre en œuvre. Cette méthodologie constitue un véritable outil pour les gestionnaires de ce type d'ouvrage, elle permet d'accéder aux informations relatives à l'emplacement du filtre, à sa géométrie (surface, couches, épaisseurs...), aux caractéristiques de son matériau de filtration (granulométrie, état de serrage) et à son état général vis-à-vis du colmatage et des conditions de développement de la biomasse. Il sera nécessaire dans de prochains travaux de valider cette méthodologie sur un

nombre très important de filtres afin de vérifier son adaptabilité dans tout les cas de figure possibles, ceci permettant d'améliorer le protocole proposé et d'affiner les mesures des différents outils.

### c) Meilleure connaissance du comportement des filtres

La validation et la calibration des outils de diagnostic au laboratoire sur des matériaux colonisés et non colonisés et les différentes études complémentaires ont permis d'établir des résultats sur le comportement des filtres en fonction des matériaux constitutifs et des paramètres de conception du filtre.

#### Choix des matériaux constitutifs

- *influence du type de matériau sur le colmatage et les capacités épuratoires*

Nous avons apporté de nouveaux éléments sur l'influence des caractéristiques du sable et de son état de serrage sur les différents phénomènes hydrauliques et biochimiques. Nous avons ainsi montré que le choix du sable et de sa mise en œuvre a une incidence majeure sur la pérennité de l'ouvrage d'ANC. D'une part, la mise en place d'un sable grossier avec un état de densité lâche présente des risques manifestes en terme de qualité de rejet. D'autre part, l'utilisation d'un sable fin avec une mise en œuvre compactée présente un risque de colmatage précoce. Enfin, le comportement hydraulique d'un sable concassé est différent de celui d'un sable roulé de caractéristiques granulométriques équivalentes.

La sensibilité au colmatage par la biomasse de ce type de matériau nécessite d'être approfondie à la suite de ce travail.

- *Caractéristiques des matériaux des filtres et seuils de conductivité hydraulique*

Pour trouver un compromis entre les deux états critiques que sont un colmatage trop rapide et une épuration insuffisante, la solution proposée est la préconisation d'un intervalle de conductivité hydraulique de bon fonctionnement à priori des filtres d'ANC. L'intervalle [ $1.10^{-3}$  et  $3.10^{-3}$  m/s] préconisé garantit des performances épuratoires compatibles avec les normes de rejet ; cet intervalle n'est pas figé et pourra être ajusté dans l'avenir.

- *Conductivité hydraulique et succion*

Le passage de la conductivité hydraulique saturée à la conductivité hydraulique non saturée par des modèles prédictifs a mis en évidence l'influence de la variation du degré de saturation (ou succion) au sein des filtres d'ANC sur la conductivité hydraulique ce qui modifie de manière directe leur fonctionnement hydraulique. On a montré ainsi que les sables de référence ne se comportent pas de la même manière et que l'effet de la variation du degré de saturation (ou succion) sur la conductivité hydraulique est plus prononcé pour les sables fins que pour les sables grossiers, la diminution de la conductivité hydraulique en fonction du degré de saturation étant moins importante dans les sables grossiers. En perspective, il sera nécessaire de prendre en compte l'effet d'hystérésis qui joue un rôle non négligeable sur la variation de la conductivité hydraulique des sables d'ANC ; un étalonnage de la résistivité électrique globale sera certainement nécessaire dans les travaux futurs pour estimer le degré de saturation d'un filtre en place.



### Paramètres de conception du filtre

En pratique, il se peut qu'un filtre dispose d'une bonne conductivité hydraulique mais qu'il présente des dysfonctionnements à cause d'un ou plusieurs défauts de conception, ce qui peut nuire à l'évaluation de son état global. Pour cela, nous avons mis au point une procédure d'évaluation de l'ensemble de l'ouvrage d'ANC basée sur un système de notation. Cette procédure permet de passer d'un simple diagnostic à une expertise plus fine où le résultat final se présente sous la forme d'un diagramme multiperformance positionnant un filtre donné par rapport aux normes et législations en vigueur, cette première définition des fonctions de performance restant à affiner par retour d'expérience des gestionnaires.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

### [A]

[Amb82] Ambroise B. 1982. Première caractérisation hydrodynamique des formations superficielles et des sols des bassins de la petite Fecht et du Ringelbach : II-Ajustement des courbes de rétention hydrique et estimation des courbes de conductivité hydraulique relative. *Recherches Géographiques à Strasbourg*. 19/20/21 : 139-146.

[Ami82] Amiet Y., Ambroise B., Mercier J. L. 1982. Première caractérisation hydrodynamique des formations superficielles et des sols des bassins de la petite Fecht et du Ringelbach : I- Détermination des courbes de rétention hydrique. *Recherches Géographiques à Strasbourg* 19/20/21 : 129-138.

[Anc08] Anctil F. 2008. *L'eau et ses enjeux*. Edition De Boeck.

[Ank90] Ankeny M. D., T. C. Kasper et R. Horton. 1990. Characterization of tillage and traffic effects on unconfined infiltration measurements. *Soil Sci. Soc. Am. J.* 54: 837-810.

[Arr96] Arrêté du 6 mai 1996 fixant les modalités du contrôle technique exercé par les communes et les prescriptions techniques applicables sur les systèmes d'assainissement non collectif (JO N°132 du 8 juin 1996).

[Arr03] Arrêté du 24 décembre 2003 modifiant l'arrêté du 6 mai 1996 modifié, fixant les prescriptions techniques applicables aux systèmes d'assainissement non collectif (JO no 37 du 13 février 2004, page 02974).

[Arr69] Arrêté interministériel du 14 juin 1969 : construction des fosses septiques et appareils ou dispositifs épurateurs de leurs effluents des bâtiments d'habitation (JORF du 24 juin 1969).

[Arr82] Arrêté du 3 mars 1982 fixant les règles de construction et d'installation des fosses septiques et appareils utilisés en matière d'assainissement autonome des bâtiments d'habitation (JORF du 9 avril 1982).

[Arr07] Arrêté du 22 juin 2007 relatif à la collecte, au transport et au traitement des eaux usées des agglomérations d'assainissement ainsi qu'à la surveillance de leur fonctionnement et de leur efficacité, et aux dispositifs d'assainissement non collectif recevant une charge brute de dépollution organique supérieure à 1,2 kg/j de DBO5.

[Arr94p] Arrêté du 22 décembre 1994 fixant les prescriptions techniques relatives aux ouvrages de collecte et de traitement des eaux usées des communes.

[Arr94s] Arrêté du 22 décembre 1994 relatif à la surveillance des ouvrages de collecte et de traitement des eaux usées des communes.

[Ary81] Arya, L.M., and Paris, J.F. 1981. A physico-empirical model to predict the soil moisture characteristic from particle-size distribution and bulk density data. *Soil Science Society of America Journal*, 45: 1023–1030.

[Ary99] Arya, L.M., Leij, F.J., van Genuchten, M.Th., and Shouse, P.J. 1999. Scaling parameter to predict the soil-water characteristic from particle-size distribution data. *Soil Science Society of America Journal*, 63: 510–519.

[Aub95b] Aubertin M., Ricard J.F., and Chapuis R.P. 1995b. A study of capillary properties of mine tailings: measurements and modeling. In proceedings of the 48<sup>th</sup> Canadian Geotechnical Conference, Vancouver, B.C., 17-24.

[Aub98] Aubertin, M., Ricard, J.F., Chapuis, R.P. 1998. Predictive Model for the Water Retention Curve: Application to Tailings From Hard-Rock Mines. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(1), p. 55-69.

[Aub03] Aubertin, M., Mbonimpa, M., Bussiere, B., Chapuis, R.P. 2003. A Model to Predict the Water Retention Curve From Basic Geotechnical Properties. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(6), p. 1104-1122.

[Aus02] Ausland, G., Stevik T. K., Hanssen J. F., Kohler J. C. et Jenssen P. D. 2002. Intermittent filtration of wastewater-removal of fecal coliform and fecal streptococci. *Water Research* 36:3507-3516.

[Ave50] Averjanov S. F., 1950. About permeability of subsurface soils in case of incomplete saturation. The theory of ground water movement, English Collection, Vol. 7. As quoted by P. Ya Palubarinova, 1962, English translation by I. M. Roger DeWiest, Princeton University Press, Princeton, N.J., 19-21.

## [B]

[Bac05] Bacconnet C., Breul P., Gourvès R. and Moustan P. 2005. Une banque de données pour le contrôle de compactage au pénétromètre. Séminaire international sur le compactage des sols, 25-26 mars 2005, Hammamet, Tunisie. 74-80.

[Bag97] Bagarello, V., 1997. Influence of well preparation on field-saturated hydraulic conductivity measured with the Guelph Permeameter. *Geoderma*, 80: 169-180.

[Bar98] Barbour, S.L. 1998. Nineteenth Canadian Geotechnical Colloquium: The soil-water characteristic curve: a historical perspective. *Canadian Geotechnical Journal*, 35: 873-894.

[Bea05] Beacha D. N.H., John E. McCrayb, Kathryn S. Loweb, Robert L. Siegristb. Temporal changes in hydraulic conductivity of sand porous media biofilters during wastewater infiltration due to biomat formation. *Journal of Hydrology* 311 (2005) 230–243.

[Ben70] Benjamin R., Cornell C. A. 1970. Probability, statistics and decision for civil engineers. Mc Graw Hill 1970.

[Bea72] Bear J. 1972a. Dynamics of fluids in porous media. New York: Dover Publication.

[Bes09] Besson Raphaël, 2009. Validation et mise au point d'une méthodologie d'expertise des filtres d'assainissement non collectif. Projet Recherche Développement, Polytech'Clermont Ferrand, Université Blaise Pascal.

[Boa00] Boadu F. K., 2000. Hydraulic conductivity of soils from grain-size distribution: New Models. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(8): 739-746.

- [Bor07] Bordet, J. 2007. L'eau dans son environnement rural. Livre édition Johanet, Paris.
- [Bou64] Bourrier J., 1964. La mesure des caractéristiques hydrodynamiques des sols par la méthode Vergière. Bull.Techn. Gén. Rur., No. 73, 96.
- [Bou05] Bouteldja F. 2005. Caractérisation mécanique et endoscopique dans des filières d'épuration d'eau. Mémoire de Master Recherche, Université Blaise Pascal.
- [Bou07] Bouassa Igor 2007. Les filtres à sables : contribution à l'étude de la résistivité électrique des sols et de la conductivité hydraulique en milieu non sature. Projet Recherche Développement, CUST, Université Blaise Pascal.
- [Bre99] Breul P., 1999. Caractérisation endoscopique des milieux granulaires couplée à l'essai de pénétration. Thèse de docteur-ingénieur de l'université de Clermont-Ferrand, 280.
- [Bre01] Breul P. and Gourvès R. 2001. Endoscopy and dynamic penetration test coupling to realise in situ soil investigation. 15th international conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Istanbul, Turquie, 27-31 august 2001, 344-381.
- [Bre06] Breul P. and Gourvès R. 2006. In Field Soil Characterization: Approach Based on Texture Image Analysis. J. Geotech. and Geoenviron. Engrg. 132(1): 102-107.
- [Bre08] Breul P., Gourvès R., 2008. On-Site Concrete Segregation Estimation Using Image Analysis. Journal of Advanced Concrete Technology, 6(1): 171-180.
- [Bro64] Brooks R. H. et Corey A. T. 1964. Hydraulic properties of porous media. Hydrology Paer 3, Colorado State University, Fort Collins, Colo.
- [Bur01] Burger, C.A., and Shackelford, C.D. 2001. Evaluating dual porosity of pelletized diatomaceous earth using bimodal soil water characteristic curve functions. Canadian Geotechnical Journal, 38(1): 53-66.
- [Bur53] Burdine N. T. 1953. Relative permeability calculations from pore-size distribution data. Transaction of the American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineers, 198 : 71-77.

## [C]

- [Car03] Carrier W.D., 2003. Goodbye, Hazen; hello, Kozeny-Carman. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 129(11): 1054-1056.
- [Cha03] Chapuis R. P. and Aubertin M. 2003. On the use of the Kozeny-Carman equation to predict the hydraulic conductivity of soils. Canadian geotechnical journal, 40(3): 616-628.
- [Cha04] Chapuis R. P. 2004. Predicting the saturated hydraulic conductivity of sand and gravel using effective diameter and void ration. Canadian Geotechnical Journal, 41(5): 787-795.
- [Cha05] Chapuis R. P., Dallaire V., Macrotte D., Chouteau M., Acevedo N. and Gagnon F., 2005. Evaluating the hydraulic conductivity at three different scales within an unconfined sand aquifer at lachenaie, Quebec. Canadian Geotechnical Journal, 42: 1212-1220.

- [Cha01] Chaigneau L. 2001. Caractérisation des milieux granulaires de surface à l'aide d'un pénétromètre. Thèse de doctoteur-ingénieur de l'université de Clermont-Ferrand, 270.
- [Cha07] Chabaud S. 2007. Influence du biofilm sur les performances d'un système de traitement par infiltration dans le sol : application sur l'assainissement non collectif. Thèse de doctorat. Université de Nantes, faculté des sciences et techniques.
- [Cha06] Charpenay Angélique 2006. Mise en place de colonnes expérimentales d'infiltration-percolation : comportement hydraulique et quantification de la biomasse. Faculté des sciences et techniques, université de Limoges.
- [Chi50] Childs E. C. et Collis-George N. 1950. The Pemeability of Porous Materials Proc. R. Soc. London A 201: 392405.
- [Cho97] Chocat B. 1997. Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement. Edition Tec & Doc, Lavoisier, Paris.
- [Cho05] Chossat J. C. 2005. La mesure de la conductivité hydraulique dans les sols : choix des méthodes. Livre éditions TEC & DOC.
- [Cir53] Circulaire no 60 du 4 mai 1953 relative aux appareils d'assainissement dits « fosses septiques » et aux appareils ou dispositifs épurateurs de leurs effluents (JORF du 22 mai 1953).
- [Cir97] Circulaire no 97-49 du 22 mai 1997 relative à l'assainissement non collectif (BO no 649-97/12 du 10 juillet 1997 du ministère de l'Équipement).
- [Cot03] Côté J. and Konrad J.M. 2003. Assessment of the hydraulic characteristics of unsaturated base-course materials: a practical method for pavement engineers. Can. Geotech. J. Vol. 40: 121–136.
- [Cor54] Corey A.T. 1954. The interrelation between gas and oil relative permeabilities. Producer's Monthly, 19 November, 7–10.
- [Cro04] Cronican A.E., Gribb M.M., 2004. Hydraulic conductivity prediction for sandy soils. Ground Water, 42 (3): 459-464.
- [Cro61] Croney D. et Coleman J.D. 1961. Pore pressure and suction in soil. Pore pressure and suction in soils, 31-37, Butterworths, Londres.

## [D]

- [Dab95] Dabas M., Duval O., Bruand A. et Verbèque B., 1995. Cartographie électrique en continu : apport à la connaissance d'une couverture de sol développée sur matériaux deltaïques. étude de gestion des sols, Vol 2, pp 257-268.
- [Dan99] Dannowski G., Yaramanci U., 1999. Estimation of water content and porosity using combined radar and geoelectrical measurements. European Journal of Environmental and Engineering Geophysics, 4, 71-85.

[Dar56] Darcy H., 1856. Les fontaines publiques de la ville de Dijon, exposition et application des principes à suivre et des formules à employer dans les questions de distribution d'eau. Paris, V. Dalmont, 647p.

[Dec92] Décret N°92-647 du 8 juillet 1992 concernant l'aptitude à l'usage des produits de construction (JORF du 14 juillet 1992).

[Del98] Delage (P.), Howat (M.) et Cui (Y.J.). 1998. The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay. *Engineering Geology* (50) 1-2, p. 31-48.

[Del92] Delage (P.), Suraj De Silva (G.P.R.) et Vicol (T.). 1992. Suction controlled testing of non saturated soils with an osmotic consolidometer. 7th International Conference on Expansive Soils, Dallas, p. 206-211.

[Del02] Del Pozo, R., V. Diez, S. E. Garrido, M. Morales et R. Osorio. 2002. Hydraulic distribution effect on a real-scale trickling filter. *Environmental Engineering Science* 19:151-157.

[Dir88] Directive no 89/106/CEE du Conseil du 21 décembre 1988 relative au rapprochement des dispositions législatives, réglementaires et administratives des États membres concernant les produits de construction (JO L. 40 du 11 février 1989, p. 12 à 26).

[Dir93] Directive N°93/68/CEE du Conseil du 22 juillet 1993 (JOCE L. 40 du 11 février 1989 et L. 220 du 30 août 1993), modifiant la directive N°89/106/CEE du Conseil du 21 décembre 1988 [Dir88].

[Dir91] Directive N°91/271/CEE du Conseil du 21 mai 1991 relative au traitement des eaux urbaines résiduaires (JOCE L. 135/40 du 30 mai 1991).

[Dir88] Directive N°89/106/CEE du Conseil du 21 décembre 1988 relative au rapprochement des dispositions législatives, réglementaires et administratives des États membres concernant les produits de construction.

[Doa08] Doare Lionel 2008. Etude de la dynamique de colmatage sur un pilote de filtre à sable drainé ». Cemagref Lyon.

## [E]

[Els01] Elsenbeer, H. 2001. Editorial: Pedotransfer functions in hydrology. *Journal of Hydrology* (Special Issue), 251(3-4): 121-122.

## [F]

[Faz87] Fazio A. 1987. Les filtres à sable verticaux en assainissement autonome : approche pratique du dimensionnement. Thèse de doctorat, Université Montpellier 2.

[FD ISO 14240-2] Norme française décembre 1997. Qualité du sol - Détermination de la biomasse microbienne du sol - Partie 2 : méthode par fumigation-extraction.

[Fre94] Fredlund D. G. et Xing A. 1994. Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(3), 521-532.

- [Fre94] Fredlund D. G., Xing A., and Huang S. 1994. Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31(4), 533-546.
- [Fre97] Fredlund M. D., Fredlund D. G., et Wilson G. W. 1997. Prediction of the soil-water characteristic curve from the grain-size distribution and volume-mass properties. In *Proceedings of the 3rd Brazilian Symposium on Unsaturated Soils, NONSAT '97, Rio de Janeiro, 22-25 Apr.*, Vol. pp. 13-23.
- [Fre00] Fredlund D.G. 2000. The 1999 R.M. Hardy Lecture: The implementation of unsaturated soil mechanics into geotechnical engineering. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 37(5): 963–986.
- [Fre02] Fredlund M. D., Wilson G. W. et Fredlund D. G. 2002. Use of the grain-size distribution for estimation of the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(5): 1103–1117.
- [Fre06] Fredlund D. G. 2006. *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 132, No. 3, pp. 286-321.
- [Fuk99] Fukue M., Minato T., Horibe H. et Taya N. 1999. The micro-structures of clay given by resistivity measurements. *Engineering Geology*, Vol 54, N°1-2, pp 43-53.

## [G]

- [Gar37] Gardner R., 1937. A method of measuring the capillary tension of soil moisture over a wide moisture range. *Soil Science*, Vol. 43, p. 227-283.
- [Gar58] Gardner W. R. 1958. Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application too evaporation from a water table. *Soil Science*, 85 : 228-232.
- [Gar74] Gardner W. R. 1974. The permeability problem. *Soil Science*, Vol. 117, N°5 : 243-248.
- [Gen80] Genuchten M. T. van 1980. A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America. Proceedings Journal* 44 : 892-898.
- [Geo04] Geonha Kim, 2004. Hydraulic conductivity change of bio-barrier formed in the subsurface by the adverse conditions including freeze–thaw cycles. *Cold Regions Science and Technology* 38: 153 – 164.
- [Gon07] Roberta A.B. Gonçalves, Marcos V. Folegatti, Thomas V. Gloaguen, Paulo L. Libardi, Célia R. Montes, Yves Lucas, Carlos T.S. Dias b,5, Adolpho J. Melfi, 2007. Hydraulic conductivity of a soil irrigated with treated sewage effluent. *Geoderma* 139: 241–248
- [Gor05] Goraj Véronique 2005. Mise au point d'une méthodologie de suivi d'installations d'infiltration-percolation sur supports granulaires fins en vue d'une modélisation. DEA Université de Liège.

[Gou97] Gourvès R. and Zhou S. 1997. The in situ characterization of the mechanical properties of granular media with the help of penetrometer. 3<sup>rd</sup> international conference on micromechanics of granular media, edited by Balkema, Duram, 57-60.

[Gou82] Gougoussis, C. 1982. Assainissement individuel et aptitude des sols à l'élimination et à l'épuration des effluents domestiques Document du BRGM, 38.

[Gui92] Guilloteau, J. A. 1992. Traitements des eaux résiduaires par infiltration percolation - Performances, biomasse et renouvellement des gaz. Thèse de doctorat, Université Louis Pasteur, Strasbourg.

[Gue99] Guellaf H. 1999. Les massifs de sable dans les filières cultures fixées sur supports fins : caractérisation granulométrique, hydraulique et minéralogique. L'École supérieure de l'énergie et des matériaux de l'université d'Orléans.

[Gup79] Gupta S.C. and Larson W.E., 1979. Estimation soil-water retention characteristics from particle size distribution, organic matter percent and bulk density. Water Resources Research, 15(6): 1633-1635.

## [H]

[Had04] Haddani Younes, 2004. Caractérisation et classification des milieux granulaires par Géoendoscopie. Thèse de doctorat, université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand.

[Han60] Hansbo S. 1960. Consolidation of clay with special reference to influence of vertical drains. Swedish Geotechnical institute Proc. N°18 : 159.

[Has96] Abu-Hassanein Z.S., Benson C.H. et Blotz L.R. 1996. Electrical resistivity of compacted clays. Journal of Geotechnical Engineering, pp 397-406.

[Hav99] Haverkamp R., Bouraoui F., Zammit C. & Jaramillo R.A. 1999. Soils properties and moisture movements in the unsaturated zone, Grenoble : Laboratoire d'Études des Transferts en Hydrologie et Environnement, 1999, 51p.

[Hea74] Healy, K. A. et R. Laak. 1974. Site evaluation and design of seepage fields. Journal of the Environmental Engineering Division, ASCE 100 EES: 1133-1146.

[Hil71] Hillel D. 1971. Soil and Water: Physical Principles and Processes. Edité par Kozlowski T. T. University of Wisconsin, Madison, Wisconsin, Academic Press. Inc., New York 79-102.

## [I]

[Irm54] Irmay, S. 1954. On the hydraulic conductivity of unsaturated soils. Trans., Am. Geophys. Union, 35(3), 463-476.

[Izb31] Izbash S. V. 1931. Filtratsi v Kroupnozerniston materiale (Filtration dans les matériaux grossiers). Leningrad: Inst. Gidrotechniki (NIIG).



[J]

[Jam95] James M., Sperry et J. J. Peirce, 1995. A model for estimating the hydraulic conductivity of granular material based on grain shape, grain size and porosity. *Ground water*, Vol 33, N°6.

[Jen90] Jenssen P. D. et Siegrist R. L. 1990. Technology assessment of wastewater treatment by soil infiltration systems. *Water Science and Technology* 22:83-92.

[K]

[Khi95] Khire, M., Meerdink, J., Benson, C., and Bosscher, P. 1995. Unsaturated hydraulic conductivity and water balance predictions for earthen landfill final covers. In *Soil suction applications in geotechnical engineering practice*. Edited by W. Wray and S. Houston. ASCE, New York. pp. 38–57.

[Kov81] Kovacs 1981. *Seepage hydraulics*. Elsevier Science Publishers, Amsterdam, The Netherlands.

[L]

[Lei97] Leij F. J., Russel W. B. et Lesch S. M. 1997. Closed-form expressions for water retention and conductivity data. *Ground Water*, Vol. 35 : 848-858.

[Lié00] Liénard A. et al 2000. Choix de sable pour les lits d'infiltration-percolation. *Ingénieries*, n° spécial Assainissement, traitement des eaux, p.59-66.

[Leo97] Leong E. C. et Rahardjo H. 1997. Permeability functions for unsaturated soils. *ASCE*, Vol. 123, No. 12, pp. 1118-1126.

[Lep02] Lepetit Luc, 2002. Etude d'une méthode de diagnostic de digues avec prise en compte du risque de liquéfaction. Thèse de doctorat, université Blaise Pascal, Clermont Ferrand.

[Les06] Lesavre J. 2006, agence de l'eau Seine-Normandie, 3<sup>ème</sup> assises sur l'assainissement non collectif.

[Les08] Lesavre J. 2008, agence de l'eau Seine-Normandie, 5<sup>ème</sup> assises sur [Loi06] Loi no 2006-1772 du 30 décembre 2006 sur l'eau et les milieux aquatiques (JO N°303 du 31 décembre 2006, page 20285).

[Loi06] La loi N° 2006-1772 du 30 décembre 2006 sur l'eau et milieux aquatiques.

[Loi92] Loi N°92-3 sur l'eau du 3 janvier 1992 (JORF du 4 janvier 1992).

[Loi64] Loi du 16 décembre 1964 relative au régime et à la répartition des eaux et à la lutte contre leur pollution.

[Lut59] Lutz J. F. et Kemper W. D. 1959. Intrinsic permeability of clay as affected by clay-water interaction. *Soil Science*, Vol. 88 : 83-90.

[M]

- [Mag00] Magnan J. P. 2000. Cours de mécanique des sols et des roches, école nationales des ponts et chaussées.
- [Mai98] Maillard, K. 1998. Les filtres à sables verticaux en assainissement autonome regroupé. Thèse de doctorat. Université de Rennes.
- [Man06] MANN S. 2006. Cartographie des zones de répartition d'eaux usées dans des filtres à sable non collectifs. L'École et Observatoire des Sciences de la Terre de L'Université Strasbourg I.
- [Maq02] Maqoud, A., Bussière, B., Aubertin, M. 2002. L'hystérésis de sols non saturés utilisés dans les couvertures avec effets de barrière capillaire. Proceedings of the 55th Canadian Geotechnical Conference - 3rd Joint International Association of Hydrogeologists - Canadian National Chapter - Canadian National Chapter - Canadian Geotechnical Society (IAH-CNC/CGS) Conference: Ground and Water: Theory to Practice, Niagara Falls, pp.181-188.
- [Maq07] Maqoud, A., Bussière, B., Mbonimpa, M., Aubertin, M. 2007. Conversion of the Modified Kovacs Model Parameters to the Brooks & Corey and Van Genuchten Model Parameters for Granular Soils. 60th CGC and 8th Joint CGS, p. 1053-1060.
- [Maq06] Maqoud, A., Bussière, B., Aubertin, M., Mbonimpa, M. 2006. Modification of the Predictive MK Model to Integrate Hysteresis of the Water Retention Curve. Unsaturated Soils 2006 : Fourth International Conference on Unsaturated Soils, p. 2465-2476.
- [Mbo02] Mbonimpa, M. Aubertin, M. Chapuis, R.P. Bussière, B. 2002. Practical pedotransfer functions for estimating the saturated hydraulic conductivity, Geotechnical and Geological Engineering, 20: 235-259.
- [Mee90] Meek B. D., W. R. De Tar, D. Rolph, E. R. Rechel et L. M. Carter 1990. Infiltration Rate as Affected by an Alfalfa and No-Till Cotton Cropping System. Soil Sci. Soc. Am. J. 54: 505-508.
- [Mil63] Miller R. L. et Low P.F. 1963. Threshold gradient for water in clay system. Proc. Of the soil Science Society of America, Vol 27 N°6 : 605-609.
- [Mit67] Mitchell J. K. et Younger J. S. 1967. Abnormalities in hydraulic flow through fine-grained soils, Permeability and Capillarity of soils. ASTM STP 417 : 106-141.
- [Mu76a] Mualem Y. 1976a. A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. Water Resources Research, 12 : 513-522.
- [Mu76b] Mualem Y. 1976b. A catalogue of the hydraulic properties of unsaturated soils. Development of methods, tools and solutions for unsaturated flow with application to watershed hydrology and other fields. Research Project 442, Technion Israel Institute of Technology, Haifa, Israel.

[Mua86] Mualem Y. 1986. Hydraulic conductivity of unsaturated soils: Prédiction and formules, in methods of Soil Analysis, part 1, Physical and Mineralogical Methods, 2<sup>nd</sup> éd. Agronomy. 799-823.

[Mur95] Murray E.J. 1995. Prediction of permeability of granular materials. Unbound aggregates in roads 4, University of Nottingham, p. 61-70.

[Mus91] Musy A., Soutter M. 1991. Physique du sol, CH-1015 Lausanne, collection META, 334 p.

## [N]

[Nau04] Naudet Véronique, 2004. Les méthodes de résistivité électrique et de potentiel spontané appliquées aux sites contaminés. Thèse de doctorat de l'université Paul Cézanne, Aix-Marseille III.

[Nim87] Nimmo J. R. and Rubin J., Hammermeister D. P. 1987. Unsaturated flow in a centrifugal field: Measurement of hydraulic conductivity and testing of Darcy's law. Water Resources Research, 23: 124-134.

[NF P 94-059] Norme Française, Septembre 1992. Détermination des masses volumiques minimale et maximale des sols non cohérents.

[NF X 30-441] Norme Afnor, octobre 2002. Détermination en laboratoire du coefficient de perméabilité à saturation d'un matériau, au perméamètre à paroi rigide à gradient hydraulique constant.

## [O]

[Ols81] Olson R. E. et Daniel D. E. 1981. Measurement of the hydraulic conductivity of fine-grained soils, Permeability and Groundwater Contaminant Transport. In T.F. Zimmie, and C.O. Riggs Eds., Philadelphia : American Society for Testing and Materials, ASTM SP 746 : 18-64.

## [P]

[Pe89a] Pell, M. et F. Nyberg. 1989a. Infiltration of wastewater in a newly started pilot sandfilter system : I. Reduction of organic matter and phosphorus. Journal of Environmental Quality 18:451-457.

[Pe89b] Pell, M. et F. Nyberg. 1989b. Infiltration of wastewater in a newly started pilot sandfilter system : II. Development and distribution of the bacterial populations. Journal of Environmental Quality 18:457-462.

[Pe89c] Pell, M. et F. Nyberg. 1989c. Infiltration of wastewater in a newly started pilot sandfilter system: III. Transformation of nitrogen. Journal of Environmental Quality 18:463-467.

[R]

[Rah04] Rahim A., Prasad S. N. and George K. P., 2004. Dynamic cone penetration resistance of soils – theory and evaluation. *GeoTrans 2004*, edited by Mishac K. Yegian, Edward Kavazanjian, Los Angeles, California, 1755-1766.

[Raw85] Rawls W.J. and Brakensiek D.L., 1985. Prediction of soil water properties for hydrologic modeling. In *Watershed Management in the Eighties, Proceedings of a Symposium*, American Society of Civil Engineers, Denver, Colo., 30 April-1May. Edited by E.B Jones and T.J Ward, New York, 293-299.

[Raw89] Rawls W.J. and Brakensiek D.L., 1989. Estimation of soil-water retention and hydraulic properties. In *Unsaturated flow in hydrologic modelling theory and practice*. Edited by H.J. Morel-Seytoux. Kluwer Academic Publishers, Beltsville, Md., 275-300.

[Rev99] Revil A. and Cathles L. M., 1999. permeability of shaly sands. *Water resources research*, 35(3): 651-662.

[Rec08] Le magazine La Recherche, N° juillet-août 2008 spécial L'eau.

[Rey05] Rey E. 2005. Caractérisation de sols hétérogènes par des méthodes géophysiques. Thèse de doctorat de l'université Joseph Fourier, Grenoble I.

[Re93a] Reynolds, W. D. 1993a. Saturated Hydraulic Conductivity: Laboratory Measurement. *Soil Sampling and Methods of Analyses*. Canadian Society of Soil Science.

[Re93a] Reynolds. W. D. 1993b. Saturated Hydraulic Conductivity: Field Measurement. *Soil Sampling and Methods of Analyses*. Canadian Society of Soil Science.

[Rho76] Rhoades J.D., Raats P.A.C., Prather R.J., 1976. Effects of liquid-phase electrical conductivity, water content, and surface conductivity on bulk soil electrical conductivity. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, Vol:40, pp 651-655.

[Rho76] Rhoades J.D., Van Schilfgaarde J., 1976. An electrical conductivity probe for determining soil salinity. *Soil Sci. Soc. Am. J.*, Vol:40, pp 647-651.

[Ric41] Richards L.A., 1941. A pressure – membrane extraction apparatus for soil solution. *Soil science*, vol. 51, p. 377-386.

[Ric65] Richards L. A., 1965. Physical condition of water in soil. In « *Methods of soil analysis. Part I* ». BLACK C. . et al (ed). American society of Agronomy, Monograph 9, Madison, USA, 128-152.

[Rid93] Ridley A.M. et Burland J.B. 1993. A new instrument for measurement of soil moisture suction. *Géotechnique* 43, no 2, p. 321-324.

[S]

[Sal97] Salgado R., Mitchell J. K. and Jamiokowski M., 1997. Cavity Expansion and Penetration Resistance in Sand. *J. of Geotech. And Geoenv. Eng*, 123(4): 344-353.

- [Sat06] Satin, M. et Selmi, B. 2006. Guide technique de l'assainissement, 3<sup>ème</sup> édition. Edition le moniteur, Paris.
- [Sav99] Savatier V. 1999. Perméabilité estimée par la granulométrie : proposition d'une méthode et test de son efficacité. *Revue française de géotechnique*, N°87 : 63-69.
- [Sch90] Schuh W. M. et Cline R. L. 1990. Effect of soil properties on unsaturated conductivity pore-interaction factors. *Soil Science Society of America journal*, 54 : 1509-1519.
- [Sch97] Scheinost A.C., Sinowski W. and Auerswald, K., 1997. Regionalization of soil-water retention curves in a highly variable soilscape, I. Developing a new pedo-transfer function. *Geoderma*, 78: 129-143.
- [Sch07] Timothy D. Scheibe, Hailiang Dong and YuLong Xie, 2007. Correlation between bacterial attachment rate coefficients and hydraulic conductivity and its effect on field-scale bacterial transport. *Advances in Water Resources* (30) 1571–1582.
- [Sek98] Seki K., Miyazaki T., Nakano M., 1998. Effects of microorganism on hydraulic conductivity decrease in infiltration. *European Journal of soil Science*, 49, pp 231-236.
- [Sie87] Siegrist, R. L. 1987. Soil clogging during subsurface wastewater infiltration as affected by effluent composition and loading rate. *Journal of Environmental Quality* 16: 181-187.
- [Sme87] Smettem, K. R. J. 1987. Characterization of water entry into a soil with contrasting textural class: spatial variability of infiltration parameters and influence of macroporosity. *Soil Sci. Vol. 134*: 167-174.
- [Spa07] Gugger M. (secrétaire de la commission de normalisation assainissement à l'association Française de normalisation Afnor) 2007. Le nouvel XP DTU 64.1 : changement et limites. *Spanc Info : le magazine de l'assainissement non collectif*.
- [Spe95] Sperry, J.M., Peirce, J.J., 1995. A model for estimating the hydraulic conductivity of granular material based on grain shape, grain size, and porosity. *Ground Water*, 33 (6): 892-898.
- [Sri96] Sri Rajan R. et Karthigsu T. 1996. A capillary flow meter for measuring the hydraulic conductivity of clay under low gradients. *Can. Geotech. J. Vol. 33* : 505-509.
- [Sta69] Stakman W. P., Harst G. C. van der, 1969. Determination of soil moisture retention curves, II- Pressure membrane apparatus (range pF 3.0 to 4.2). Publication of Institute for Land and Water Management research, Wageningen, Pays Bas, 10 p.
- [Sta69] Stakman W. P., Valk G. A., Harst G. C. van der, 1969. Of soil moisture retention curves, I- Sand box apparatus (range pF 0 to 2.7). Publication of Institute for Land and Water Management research, Wageningen, Pays Bas, 19 p.
- [Ste99] Stevik, T., G. Ausland, J. Hanssen et P. Jenssen. 1999a. The influence of physical and chemical factors on the transport of E. coli through biological filters wastewater purification. *Water Research* 33:3701-3706.

[T]

[Ter25] Terzaghi, K. 1925. Principles of soil mechanics: III. Determination of permeability of clay. *Engineering News Records*, 95(21): 832–836.

[Ter43] Terzaghi, K. 1943. *Theoretical soil mechanics*, Wiley, New York

[Til08] Tillmann A., Englert A., Nyari Z., Fejes I., Vanderborght J., Vereecken H. 2008. Characterization of subsoil heterogeneity, estimation of grain size distribution and hydraulic conductivity at the Krauthausen test site using Cone Penetration Test. *Journal of Contaminant Hydrology*, 95: 57-75.

[Top79] Topp G. C., Zebchuk W., 1979. The determination of soil water desorption curves for soil cores. *Canadian Journal of Soil Science* 59 : 19-26.

[Tur06] Turesson A., 2006. Water content and porosity estimated from ground-penetrating radar and resistivity. *Journal of Applied Geophysics*, 58, 99-111.

[V]

[Val07] Valois R. 2007. Cartographie des zones de répartition d'eaux usées dans des filtres à sable non collectifs et en colonnes expérimentales. L'École et Observatoire des Sciences de la Terre de L'Université Strasbourg I.

[Van04] Van Cuyk, S., R. L. Siegrist, K. Lowe et R. W. Harvey. 2004. Evaluating microbial purification during soil treatment of wastewater with multicomponent tracer and surrogate tests. *Journal of Environmental Quality* 33:316-329.

[Van02] Vanapalli S. K. et Lobbezoo J. P., 2002. A normalized function for predicting the coefficient permeability of unsaturated soils. Conference internationale sur les sols non saturé Organisé par l'Université Fédérale de Pernambuco (DEC/UFPE), l'Université Catholique de Rio de Janeiro (DEC/PUC-Rio) et l'Université de Sao Paulo (EPUSP).

[Van80] Van Genuchten M Th. 1980. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44: 892-898.

[Var72] Varallyay Gy. 1972. A magyar Alföld szikes rálajainak hidraulikus vezetökepessege. *Agrokema es Talajtan* 21 : 57-88.

[Var72] Varallyay Gy. 1972. A rálaj alföld potenciçlja es aj berendezes annak meghatározàsàra az alacsony (atmosfera allati) tenzièrtartományban. *Agrokèmia ès Talajtan* 22 : 1-22.

[Ver78] Verbrugge J.C., 1978. Emploi d'une méthode psychrométrique dans des essais triaxiaux sur un limon remanié non saturé. *Revue Canadienne de Géotechnique*, Vol. 15, p. 501-509.

[Ver90] Vereecken H. Maes J. et Feyeen J. 1990. Estimating unsaturated hydraulic conductivity from easily measured properties. *Soil Science*, Vol. 149 : 1-12.

[Ver92] Vereecken H., Diels J., van Orshoven J. Feyen J et Bouma J. 1992. Functional evaluation of pedotransfer functions for the estimation of soil hydraulic properties. Soil Science Society of America Journal, 56 : 1371-1378.

[Ver95] Vereecken H. 1995. Estimating the unsaturated hydraulic conductivity from theoretical models using simple soil properties. Geoderma, 65 : 81-92.

### [W]

[Wan05] Wanko ngnien A., 2005. Étude des mécanismes de transfert et évaluation des capacités d'oxygénation et de traitement des dispositifs de traitement par cultures fixées sur supports granulaires fins alimentés en discontinu - développement d'un modèle de biodégradation. Thèse de doctorat. Université Louis Pasteur de Strasbourg, Strasbourg I.

[Wag01] Wagner B., Tarnawski V. R., Hennings V. Müller U, Wessolek G. et Plagge R. 2001. Evaluation of pedo-transfer functions for unsaturated soil hydraulic conductivity using an independent data set. Geoderma, 102 : 275-297.

[Wos01] Wösten J. H. M., Pachepsky Y. A. et Rawls W. J. 2001. Pedotransfer functions : bridging the gap between available basic soil data and missing soil hydraulic characteristics. Journal of Hydrology, 251 (3-4) : 123-150.

### [X]

[XP98] Norme expérimentale XP P16-603 connue sous la référence DTU 64.1, 1998. Mise en œuvre des dispositifs d'assainissement autonome – Maisons d'habitation individuelle.

[XP07] Norme expérimentale XP DTU 64.1, 2007. Mise en œuvre des dispositifs d'assainissement non collectif (dit autonome) – Maisons d'habitation individuelles jusqu'à 10 pièces principales.

### [Y]

[Yus51] Yuster, S. T., 1951. Theoretical considerations of multiphase flow in idealized capillary systems. Proc., 3<sup>rd</sup> World Petroleum Congress, Vol. 2, 437-445.

### [Z]

[Zer95] Zerhouni M.I., 1995. Essais triaxiaux utilisant des psychromètres. Comptes-rendus du 1er Congrès International sur les Sols non saturés Unsat'95, Paris, vol. 2, p. 673-678 ().

[Zap03] Zapata, C. E., Houston, W. N., and Walsh, K. D., 2003. Soil-water characteristic curve variability. Advances in Unsaturated Geotechnics, Geotech. Special Pub., 99, 84–124

[Zho97] Zhou S., 1997. Caractérisation des sols de surface à l'aide du pénétromètre dynamique léger à énergie variable type Panda. Thèse de l'université Blaise Pascal, Clermont Ferrand.

[Zou96] Zou Y. 1996. Anon-linear permeability relation depending on the activation energy of pore liquid. Geotechnique, Vol. 6, N°4 : 769-774.

# ANNEXES



## ANNEXE 1 : LES FILIERES D'ANC

### 1. Filtre à sable vertical non drainé (épandage en sol reconstitué)

A la différence de la filière drainée, les eaux de sortie d'un filtre à sable vertical non drainé ne sont pas évacuées vers le réseau superficiel. On fait appel à cette filière lorsque :

- la conductivité hydraulique du sol est insuffisante en surface et devient acceptable à partir d'une certaine profondeur (par exemple dans le cas de la présence d'une lentille d'argile superficielle),
- le sol est trop perméable pour que l'épuration souhaitée puisse intervenir avant que les eaux usées n'atteignent la nappe souterraine sous-jacente ; il faut alors s'assurer que la nappe sous-jacente ne remonte pas en cours d'année jusqu'au sein du sol reconstitué ; dans cette dernière éventualité, il faut faire appel à la technologie du terre. Les surfaces minimales sont les mêmes que celles des filtres à sable verticaux drainés.

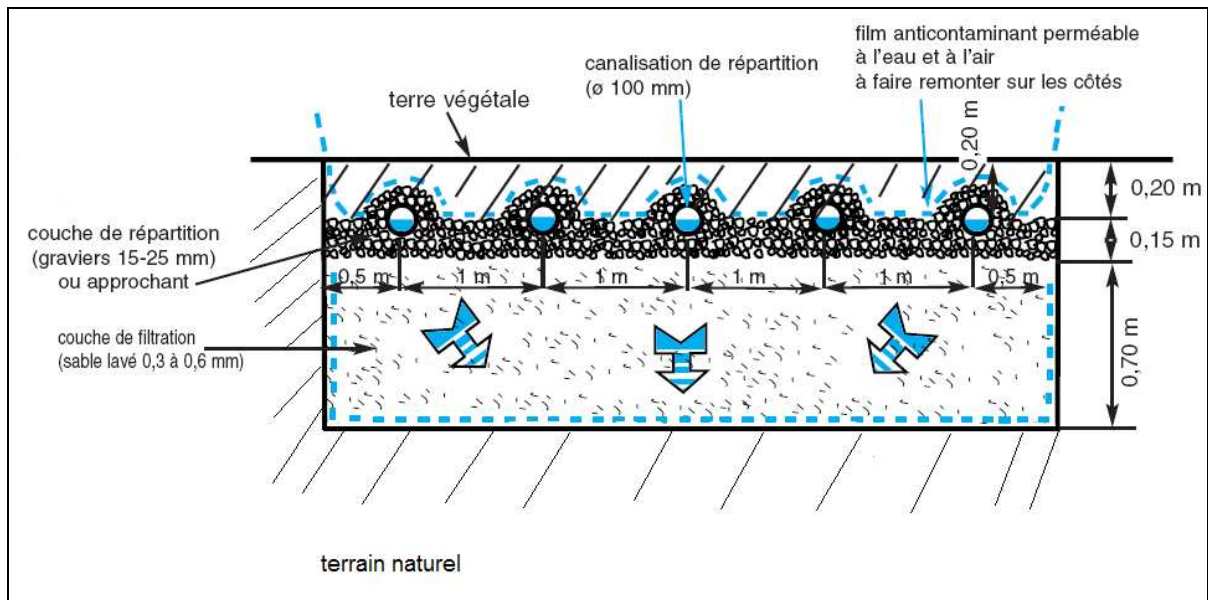


Figure 138 : Coupe transversale d'un filtre à sable vertical non drainé

### 2. Filtre à sable horizontal drainé (lit filtrant horizontal drainé)

Dans le cas où le terrain en place ne peut assurer l'infiltration des effluents où les caractéristiques du site ne permettent pas l'implantation d'un lit filtrant drainé à flux vertical (exemple de la présence d'un sol rocheux à faible profondeur), un lit filtrant drainé à flux horizontal peut être réalisé.

Le dispositif comporte successivement, dans le sens d'écoulement des effluents qui se fait sous l'effet d'une faible pente, des bandes de matériaux disposés perpendiculairement à ce sens, sur une hauteur de 0,35 m au moins, et sur une longueur de 5,5 m :

- une bande de 1,20 m de gravillon fin 6 / 10 mm,

- une bande de 3 m de sable propre,
- une bande de 0,50 m de gravillon fin à la base desquels est noyée une canalisation de récupération des effluents.

La largeur du filtre est de 6 m pour 4 pièces principales et de 8 m pour 5 pièces principales. Il est nécessaire d'ajouter 1 m supplémentaire par pièce principale pour les habitations plus importantes.

Cette filière est peu recommandée actuellement, l'expérience de terrain ayant montré que le filtre à sable horizontal ne fonctionne pas toujours correctement. Les professionnels ont donc estimé qu'il ne fallait plus recommander ce système [Sp07].

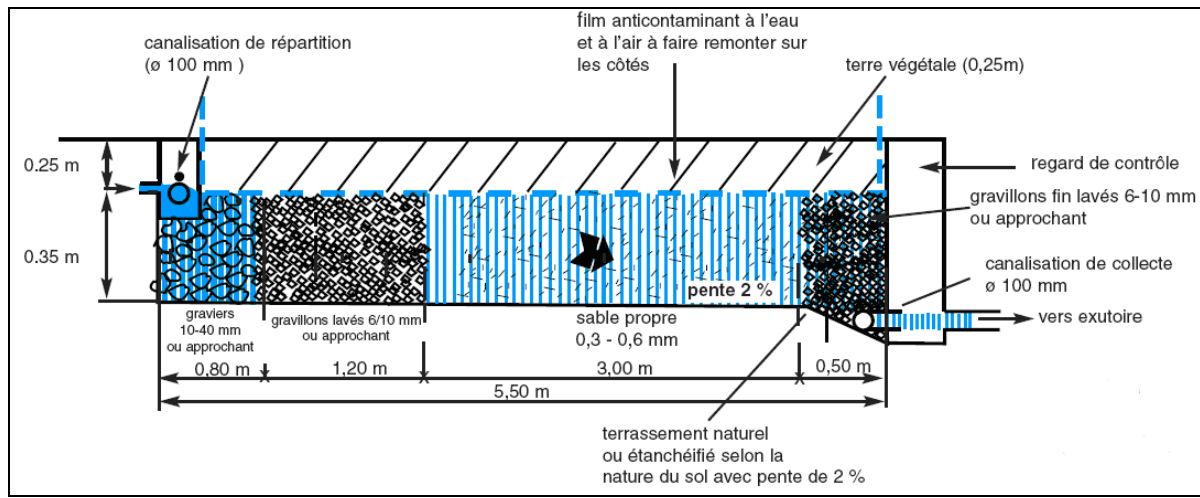
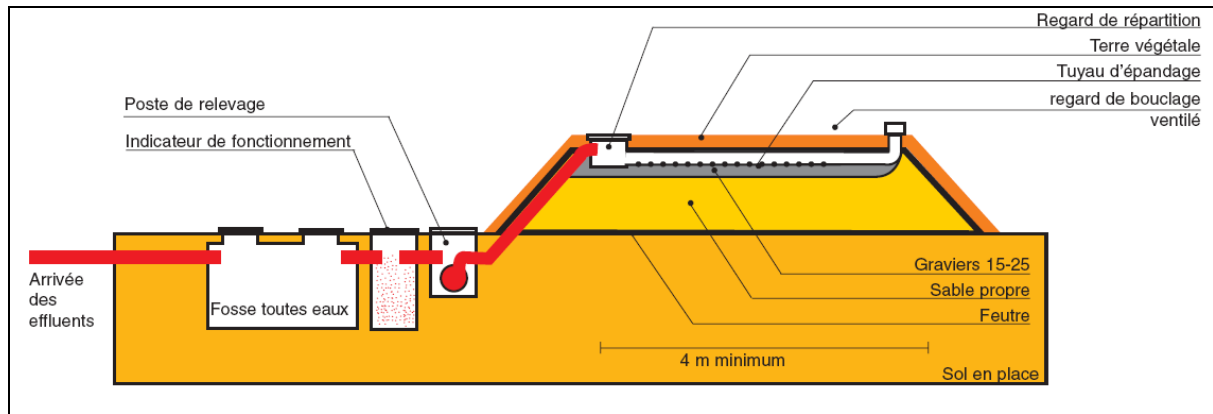


Figure 139 : Schéma du principe du filtre horizontal drainé

### 3. Tertre d'infiltration (filtre à sable surélevé)

Le tertre est un filtre à sable vertical non drainé réalisé au-dessus du terrain naturel. Cette technique est utilisée lorsque la nappe d'eau est trop proche de la surface du sol naturel (faible profondeur) et que le sol récepteur possède une bonne conductivité hydraulique de surface. Dans le cas de zones inondables ou sur terrain rocheux, l'installation de ce dispositif est délicate et nécessite une étude particulière, notamment en ce qui concerne la stabilité des terres et les risques d'affouillement.

Le tertre d'infiltration est réalisé sous forme d'un massif sableux hors sol. Il utilise un matériau d'apport granulaire comme système épurateur et le sol en place comme milieu drainant des effluents traités. Il peut s'appuyer sur une pente, être en partie enterré ou être totalement hors sol.



**Figure 140 : Coupe longitudinale du tertre d'infiltration (version avec poste de relevage)**

Si l'habitation n'est pas surélevée, la mise en place d'un système de relevage des effluents prétraités est indispensable.

La surface du tertre est déterminée par les nécessités de l'épuration et en fonction de la capacité d'absorption du sol sous-jacent. Pour trois pièces principales, la surface minimale au sommet du tertre est de 25 m<sup>2</sup> avec 5 m<sup>2</sup> par pièce supplémentaire. La surface à la base du tertre varie en fonction de la conductivité hydraulique du sol naturel en place, elle est de 90 m<sup>2</sup> pour une conductivité hydraulique entre 15 - 30 mm/h ( $4,2 \times 10^{-6}$  –  $8,3 \times 10^{-6}$  m/s) avec 30 m<sup>2</sup> supplémentaire par pièce additionnelle, et de 60 m<sup>2</sup> pour une conductivité hydraulique entre 30 - 500 mm/h ( $8,3 \times 10^{-6}$  -  $1,4 \times 10^{-4}$  m/s) avec 20 m<sup>2</sup> supplémentaire par pièce additionnelle.

#### **4. Épandage souterrain**

Ce système est constitué de canalisations de dispersion enterrées sous une couche de terre végétale et placées sur des tranchées gravillonnées qui permettent l'infiltration lente des effluents prétraités sur une importante surface.

Le sol en place est utilisé comme système épurateur et comme moyen dispersant. Ce système est utilisé quand le sol est favorable à l'épuration et à la dispersion des effluents (conductivité hydraulique adéquate).

La surface totale des tranchées est fixée en fonction de la conductivité hydraulique du sol en place ; les tranchées sont garnies d'un gravier 10/40 mm sans fines et leur largeur varie de 0,4 à 1,5 m avec une profondeur entre 0,6 et 1 m, la distance entre axes étant limitée à 1,5m.

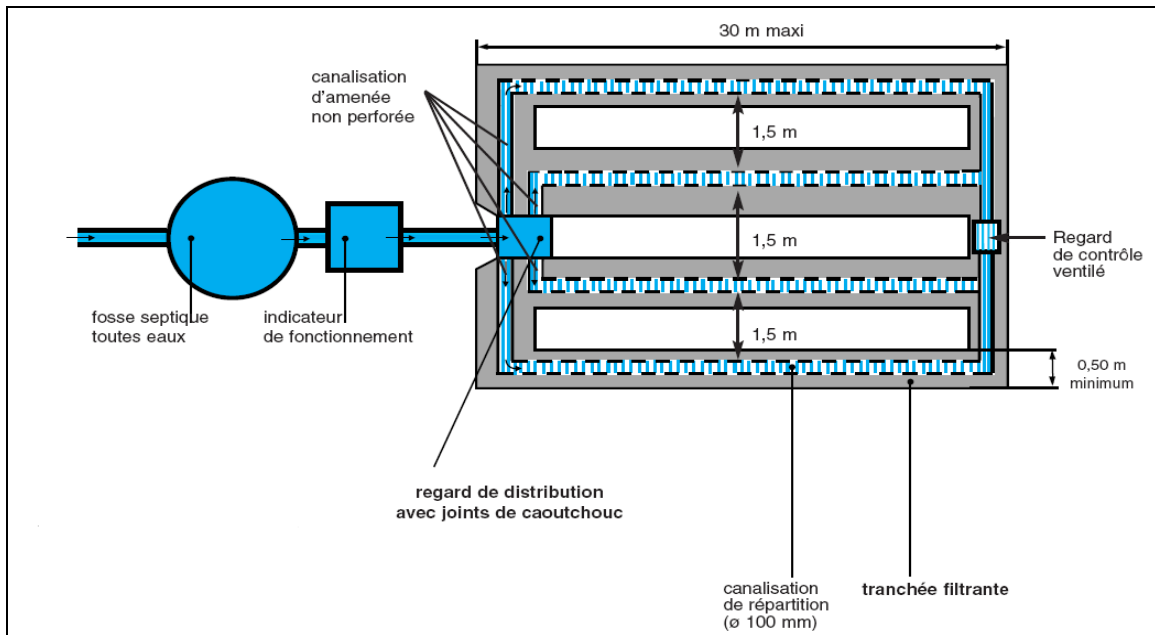


Figure 141 : Schéma du principe de l'épandage souterrain en terrain plat

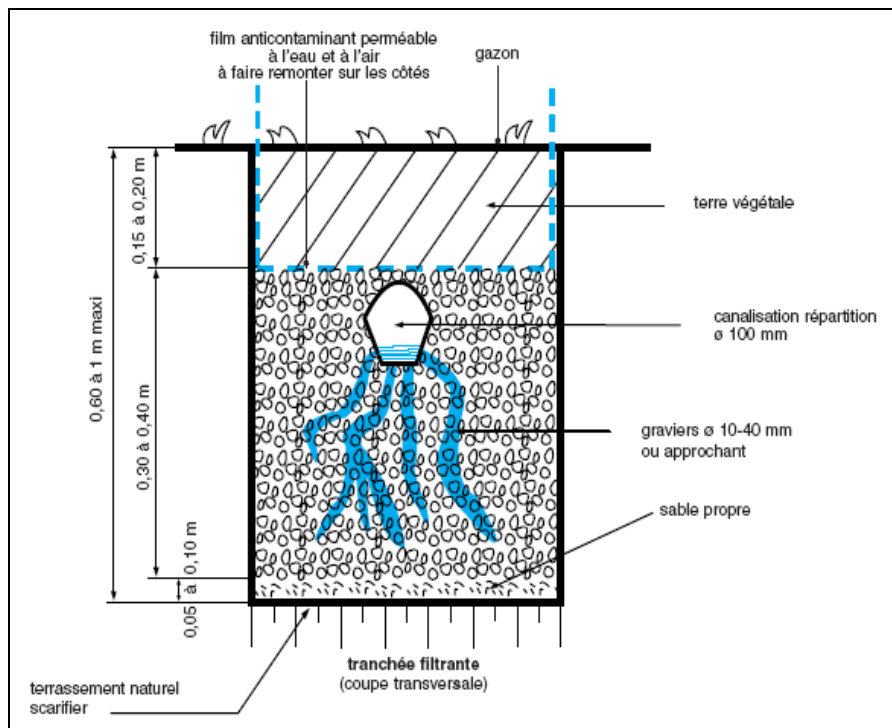


Figure 142 : Coupe transversale de la tranchée filtrante

### 5. Filtre vertical drainé à massif de zéolithe (filtre compact)

Le filtre compact à massif de zéolithe assure le traitement des effluents septiques sur une surface cinq fois plus petite que celle du filtre à sable. Il est utilisé généralement lorsque la parcelle est trop petite pour accueillir une autre filière classique (notamment les filtres à sable drainés).

La surface minimale du filtre à zéolithe doit être de 5 m<sup>2</sup> ; il comporte un matériau filtrant à base de zéolithe naturelle et se compose de deux couches : une de granulométrie fine (0,5 – 2 mm) en profondeur et une de granulométrie plus grossière (2 – 5 mm) en surface ; le filtre a une épaisseur minimale totale de 50 cm.

La zéolithe présente l'avantage de répartir de manière homogène la porosité totale au sein du matériau filtrant ce qui fait que la filtration s'effectue dans toute l'épaisseur d'un filtre à zéolithe, alors qu'elle se fait essentiellement en surface dans un filtre à sable.

Les microorganismes épurateurs sont semblables à ceux des filtres à sable. En revanche, leur répartition spatiale est différente : le filtre à massif de zéolithe travaille sur toute la hauteur, avec une répartition verticale pratiquement homogène de la biomasse. Ces filtres sont annoncés, à priori, comme ayant des performances épuratoires équivalentes aux filtres à sable mais le retour d'expérience est faible encore aujourd'hui.

Ce dispositif peut être utilisé pour les habitations de cinq pièces principales et plus. Il doit être placé à l'aval d'une fosse toutes eaux de 5 m<sup>3</sup> minimum.

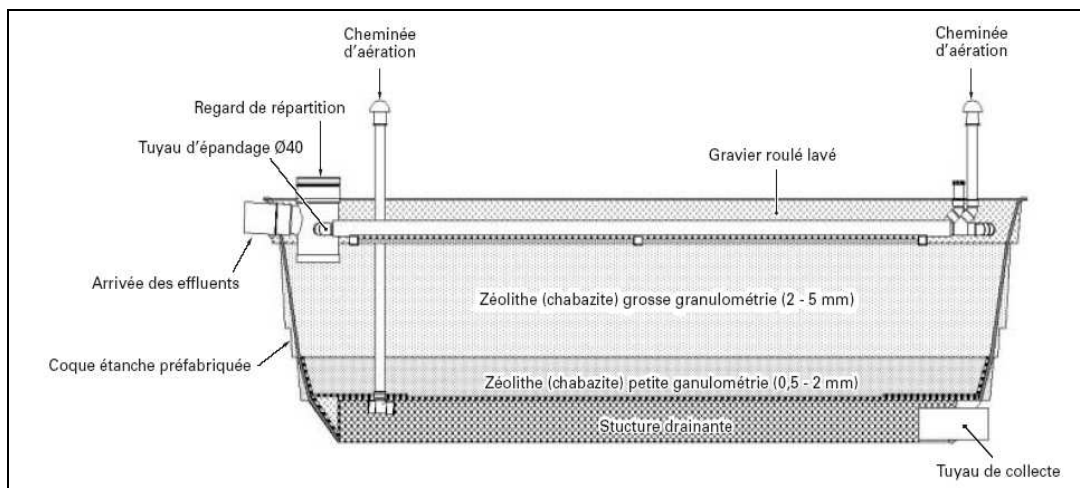


Figure 143 : Coupe longitudinale d'un filtre à massif de zéolithe

## **ANNEXE 2 : MESURE DE $k_s$ PAR LA METHODE DU PERMEAMETRE CYLINDRIQUE TYPE DARCY**

Cette méthode est issue de l'essai Darcy. Elle est utilisée dans tous les pays. En France, cette méthode est encore en cours de normalisation (projet de norme [NF X30-441]), alors que de nombreux pays l'ont déjà normalisés (ASTM 1989 au USA, PNE 103403 en Espagne, DIN 19683-9 en Allemagne...). Les différences entre les normes nationales concernent principalement les dimensions de l'échantillon et le matériel utilisé pour la mesure.

L'intérêt de cette technique réside dans sa simplicité d'utilisation, la rapidité d'obtention des résultats et la possibilité de multiplier les essais afin de confirmer leur répétabilité.

L'essai s'effectue sur une éprouvette représentative du matériau, dont le degré de saturation peut être contrôlé par une simple pesée.

Cet essai dispose de deux configurations : essai à charge constante et essai à charge variable, cette deuxième configuration présentant l'intérêt de gain de temps d'essai. Pour les sols avec des conductivités hydrauliques très faibles comme les argiles et les limons, l'essai à charge constante est très long et la solution de procéder à charge variable réduit considérablement le temps d'essai. Pour les sols très perméables, l'utilisation de la charge constante est mieux adaptée pour des raisons de précision de mesure (variation très rapide d'un volume plus important d'eau).

Après avoir mis l'échantillon dans la cellule cylindrique du perméamètre à la densité souhaitée, le matériau est saturé pendant un temps fonction du degré de la conductivité hydraulique supposée du milieu testé (plus de 24 heures pour les argiles). Cette phase est importante, elle doit être réalisée avec soin. On peut considérer que l'échantillon est saturé lorsque les bulles d'air disparaissent complètement du milieu (sortie d'eau continue).

Une fois l'échantillon saturé, on applique sur l'échantillon une charge hydraulique «  $\Delta h$  » et on procède aux mesures du débit traversant le cylindre à l'aide d'une balance pour mesurer le volume d'eau et un chronomètre pour mesurer le temps de passage de ce volume mesuré (Figure 144). Ces deux mesures (volume + temps) sont réalisées par pas de temps régulier selon la conductivité hydraulique du milieu (de quelques minutes pour les sables à quelques heures voir quelques jours pour les argiles) jusqu'à ce que les valeurs se stabilisent. Le protocole expérimental à charge constante adapté pour nos sables est illustré dans la Figure 144.

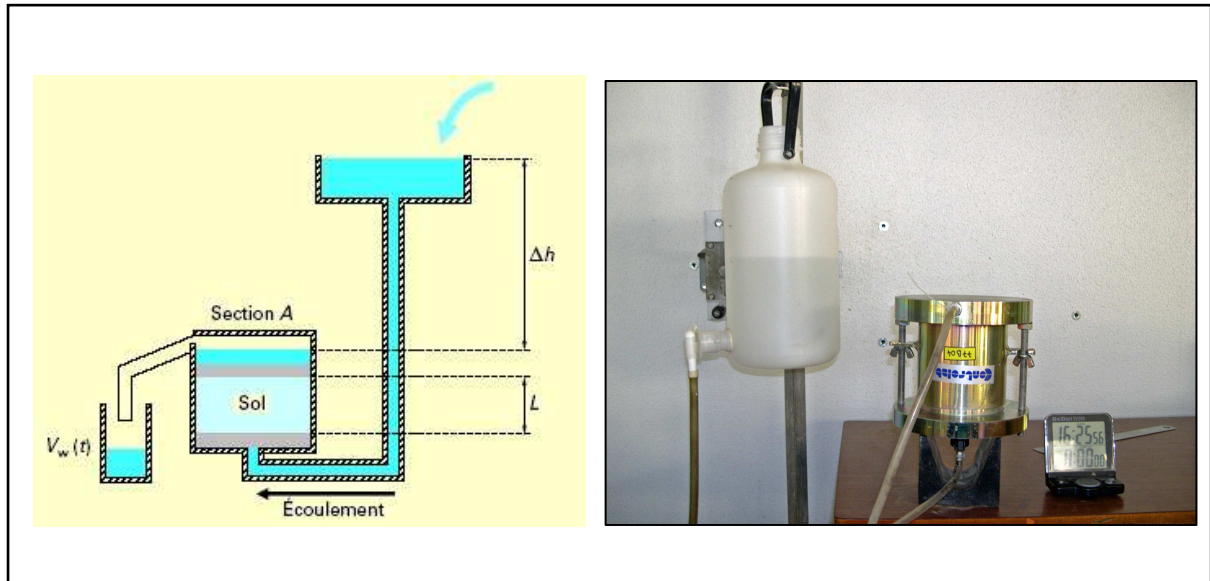


Figure 144 : Essais de conductivité hydraulique saturée à charge constante

Le calcul de  $k_s$  s'effectue au moyen de l'équation 108 dans laquelle « q » correspond à la valeur moyenne de plusieurs prises de débit :

$$k_s = \frac{q \cdot L}{A \cdot \Delta h}$$

Équation 109

Avec

q : le débit en ( $\text{m}^3/\text{s}$ ),

L : longueur de l'échantillon en (m),

A : section de l'échantillon en ( $\text{m}^2$ ),

$\Delta h$  : charge hydraulique appliquée en (m).

### **ANNEXE 3 : METHODES DIRECTES DE DETERMINATION DE $K_U$**

Nous présentons ici une synthèse des méthodes permettant de déterminer directement la conductivité hydraulique non saturée  $k_u$  sur un échantillon de sol. Ces différentes techniques sont largement présentes dans la littérature ; Chossat [Cho05] a réuni dans son livre « la mesure de la conductivité hydraulique dans les sols » la plupart de ces méthodes.

Ces méthodes sont classées en deux familles principales selon leur procédure de mise en œuvre : les méthodes réalisées en régime permanent et les méthodes réalisées en régime variable ou transitoire.

#### **▪ En régime permanent**

En régime permanent, le gradient hydraulique est maintenu constant pour un potentiel matriciel (suction matricielle) donné. Dans ce cas de figure, les méthodes de référence sont :

- la méthode des deux plaques : proposée par Richard (1931), elle est considérée comme l'une des premières méthodes de détermination de  $k_u$  en régime d'écoulement permanent,
- la méthode de la longue colonne : appelée aussi méthode du flux permanent contrôlé, elle a été proposée par Corey (1985),
- la méthode de l'air piégé : elle a été proposée par Watson (1967b),
- la méthode par centrifugation : proposée par Nimmo et al (1987), cette technique de mesure par centrifugation a permis de réduire le temps d'essai en accélérant les transferts de fluide dans le sol par l'augmentation de l'accélération de la pesanteur. Il est à signaler que cette méthode est en cours de normalisation aux USA sous la référence « ASTM D1821 »,
- la méthode des aiguilles : proposée par Dirksen (1991), cette méthode est complexe, longue et demande un matériel spécifique, elle est dédiée aux sols fins.

#### **▪ En régime variable**

En régime variable ou transitoire, et contrairement aux méthodes en régime permanent, les conditions d'écoulement telles que la teneur en eau et le potentiel matriciel (suction matricielle) sont imposées sur l'échantillon du sol. La conductivité hydraulique est alors calculée à partir des données transitoires en appliquant l'équation de Darcy généralisée durant de courtes périodes de mesure, pendant lesquelles les conditions d'écoulement imposées sont considérées quasi-permanentes. Ce régime variable ou transitoire permettra de réaliser plus rapidement la mesure surtout dans le cas des sols fins. Parmi les méthodes qui utilisent le régime variable ou transitoire nous citerons :

- la méthode de la progression du front d'humidité : Bruce et al (1956),
- la méthode de la sorptivité : Dirksen (1979),
- les méthodes du débit d'extraction :
  - méthode thermique (Globus et al 1995),
  - méthode one-step (Gardner 1962),



- méthodes multi-step : débit continu (Salehzadeh et al 1994), profil instantané (Watson 1966 ; Meerdink et al 1996), par évaporation (Wind 1966), à l'air chaud (Arya et al 1975)...

Pour réaliser les mesures, la plupart de ces méthodes utilisent les mêmes équipements à savoir :

- la bouteille de Mariotte : elle porte le nom de son découvreur (Mariotte 1960), elle permet de fournir un faible débit continu à charge hydraulique constante.
- les plaques poreuses : il s'agit des plaques spécifiques en céramique, plastique, acier inoxydable ou encore en nylon, elles permettent dans certaines conditions de pression imposée de laisser passer l'eau mais ne laissent pas passer l'air.
- les tensiomètres : ils permettent de mesurer le potentiel matriciel (suction matricielle) à l'intérieur de l'échantillon.
- les sondes TDR : elles permettent de mesurer la teneur en eau volumique au cours de l'essai.

Enfin il faut signaler que ces méthodes ne sont pas normalisées, ce qui signifie que la plupart d'entre elles sont encore en cours d'étude.

## **ANNEXE 4 : DETERMINATION DES COURBES DE RETENTION HYDRIQUE DES SOLS PAR LA METHODE DU BAC A SABLE ET A KAOLIN**

### ***1. Introduction***

Dans notre travail, nous avons retenu pour la détermination des courbes de rétention hydrique des 3 sables de référence (en phase de drainage et d'humidification) la méthode du bac à sable et à kaolin adaptée pour les gammes de faibles tensions ( $0 < h < 500 \text{ cm}$  ;  $pF < 2.7$ ). Mise au point par Stackman et al. (1969), adaptée et améliorée par d'autres chercheurs (Varallyay 1973 [Var73], Topp et Zebchuk 1979 [Top79]), elle permet d'effectuer des mesures en série simples, fiables et peu coûteuses à partir d'échantillons de sol remaniés et non remaniés de  $250 \text{ cm}^3$  de sol.

### ***2. Principe***

Le principe de la méthode est très simple ; les échantillons sont placés dans un bac rempli d'un milieu poreux spécialement calibré, la tension hydrique dans les échantillons est imposée, par l'intermédiaire du milieu poreux, par le niveau de l'eau dans une ampoule connectée au système de drainage du bac ; une fois l'équilibre atteint, les échantillons sont pesés pour en déduire leur teneur en eau « w » à chaque tension « h ».

### ***3. Appareillage utilisé***

Dans l'appareillage de Stackman et al. (1969), les échantillons restent dans le même bac ; on fait alors varier la tension imposée en modifiant la hauteur de l'ampoule à niveau constant ; ceci impose d'utiliser un milieu poreux ayant un spectre granulométrique assez large, et surtout oblige à modifier à chaque tension de mesure l'état de saturation du bac ce qui peut être la source d'erreurs de manipulation.

La solution retenue pour corriger ce problème est celle proposée par Varallyay (1973) ; à chaque tension de mesure est affecté un bac, dont le milieu poreux est calibré en fonction de la tension qui est fixée une fois pour toutes. De plus, il s'agit de bacs en plexiglas, ce qui permet de surveiller l'intérieur du bac (mises en place du milieu poreux, apparition de bulles d'air ou de fuites...).



h (cm)	0	1	2.5	10	31.6	100	200	500
pF = Log <sub>10</sub> h	saturation	0	0.4	1	1.5	2	2.3	2.7

Les trois premiers points ( $h < 2.5$  cm) sont mesurés dans des bacs ne contenant pas des milieux poreux ; les échantillons sont placés directement sur la grille, membrane de nylon en dessous. Les échantillons sont saturés par la base en augmentant le niveau d'eau progressivement de cm en cm afin de chasser l'air contenu dans les pores. La saturation est atteinte lorsque le niveau de l'eau dans le bac atteint le niveau de référence ( $h = 0$  cm) ou mieux, un niveau légèrement inférieur au sommet des échantillons pour prendre en compte, moyennant une légère surpression, une éventuelle hétérogénéité dans leur moitié supérieure. Dans le bac à pF 0 le niveau de l'eau doit être à 1.5 cm au-dessus de la base des échantillons ; dans le bac à pF 0.4, l'eau doit être juste au niveau de leur base.

Jour 1 : Le niveau d'eau atteint la base du cylindre

Jour 2 : Le niveau d'eau est de 1 cm au dessus de la base du cylindre

Jour 3 : Le niveau d'eau est de 2 cm au dessus de la base du cylindre

Jour 4 : Le niveau d'eau est de 3 cm au dessus de la base du cylindre

Jour 5 : Le niveau d'eau est de 4 cm au dessus de la base du cylindre

Jour 6 : Le niveau d'eau est légèrement inférieur au sommet du cylindre

Jour 7 : Peser les échantillons : poids à saturation Sat1 ( $h=+2.5$  cm) voir en remarque ci-dessous. Replacer le cylindre dans le bac à saturation. Abaisser le niveau d'eau à 2.5 cm au dessus de la base du cylindre

Jour 8 : Peser les échantillons : poids à saturation Sat2 ( $h=0$  cm) voir en remarque ci-dessous. Replacer le cylindre dans le bac à saturation. Abaisser le niveau d'eau à 1.5 cm au dessus de la base du cylindre

Jour 9 : Peser les échantillons : poids à saturation pF0 ( $h=-1$  cm) voir en remarque ci-dessous. Replacer le cylindre dans le bac à saturation. Abaisser le niveau d'eau à la base du cylindre

Jour 10 : Peser les échantillons : poids à saturation pF0.4 ( $h=-2.5$  cm) voir en remarque ci-dessous. Transférer ensuite toute la série des échantillons dans les bacs à sable et à Kaolin, dans l'ordre des pF croissants (phase de désorption) puis dans l'ordre décroissants (phase de sorption)

Remarque : peser chaque échantillon avec le cylindre, la membrane de nylon et l'élastique dans un bac en aluminium taré associé à l'échantillon pendant toute la durée de la manipulation.

#### 4. Milieu poreux utilisé

Divers types de milieu poreux peuvent être utilisés dans les bacs : Stackman et al. (1969) utilisent pour la gamme de pF  $< 2$  un sable de polder très fin le « blokzijl sand » de granulométrie :

Dimension $\mu\text{m}$	2	16	35	50	75	
%	3	2	6	77	11	1

Ce sable de granulométrie médiane  $45 \mu\text{m}$ , est un mélange avec du kaolin pur pour la gamme  $2 < pF < 2.7$ . Varallyay (1973) emploie des fractions granulométriques provenant d'un sable de quartz de fonderie broyé et tamisé. Topp et Zebchuk (1979) utilisent des billes de verre de diamètre médian  $30 \mu\text{m}$  ainsi que de la poudre d'oxyde d'aluminium de diamètre médian  $9.5 \mu\text{m}$ . En fait, n'importe quel matériel de pression d'entrée d'air et de conductivité hydraulique suffisamment élevées peut être choisi, à condition qu'il ne contienne pas de calcaire ni d'argiles gonflantes (fentes de retrait dans le matériel).

Dans notre cas, le matériau utilisé est un sable provenant du même polder que le « blokzijkl sand » mais de granulométrie légèrement plus grossière :

Dimension $\mu\text{m}$	50	63	80	100
%	15	30	45	6

Une fois lavé et purifié, ce sable a été tamisé à sec et siphonné de façon à séparer chacune des fractions granulométriques. Les fractions  $>100 \mu\text{m}$ ,  $63-100 \mu\text{m}$  et  $50 \mu\text{m}$  ont servi, en couche de 2-3 cm, respectivement dans les bacs à pF 1.0, 1.5 et 2.0. Pour le bac à pF 2.3, du kaolin pur a été mélangé à la fraction fine  $<50 \mu\text{m}$  en proportion 2:1, avec une épaisseur de 3-4 cm ; pour le bac à pF 2.7, ce mélange a été fait dans les proportions 4:1, avec une épaisseur de 4-5 cm.

La mise en place de ce matériau dans chaque bac est une opération assez délicate, grandement facilitée par l'emploi de bacs en plexiglas permettant de surveiller son bon déroulement :

- l'ampoule à niveau constant étant placée au niveau de référence, mettre en place la grille après avoir bien imprégné d'eau la feutrine qui est cousue dessus ; aspirer avec une seringue les bulles d'air piégées sous la grille ou sous la feutrine,

- le matériau poreux ayant été bien malaxé dans de l'eau, verser la suspension obtenue dans le bac (rempli d'eau jusqu'au niveau de référence) ; la mise en place du matériel, qui est retenu par la feutrine, se fait par simple sédimentation ; il est important d'assurer un dépôt homogène et uniforme sur toute la surface du bac,

- Une fois le matériau déposé, descendre très progressivement l'ampoule pour drainer le bac et atteindre la dépression souhaitée, et la fixer définitivement à la hauteur correspondante ; purger les bulles d'air piégées sous la grille. Toute entrée d'air à travers le dépôt, due à une mauvaise mise en place (notamment sur les côtés et dans les coins) ou encore à une granulométrie non satisfaisante du matériau, peut être aisément détectée,

- Nivelier soigneusement la surface du milieu poreux et la recouvrir d'une pièce de nylon hydrophile,

- pour la protéger : recouvrir le bac d'un couvercle pour y limiter l'évaporation.

Le bac est alors prêt à l'emploi et le reste aussi longtemps que son état de saturation est en équilibre avec la tension imposée : il suffit pour cela de remplir régulièrement la bouteille

assurant le niveau constant, afin de compenser les pertes par évaporation. Pour éviter le développement d'algues dans le bac, il est nécessaire d'ajouter de temps en temps, quelques gouttes d'eau de javel ou d'acide chlorhydrique dilué.

### 5. Traitement des échantillons

Les échantillons de sol remaniés sont mis en place, en plusieurs exemplaires, dans des cylindres en acier inoxydable de 250 cm<sup>3</sup> (diamètre 8 cm, hauteur 5 cm) numérotés et biseautés d'un côté. Les échantillons non remaniés sont prélevés in situ en utilisant les mêmes cylindres. Ces derniers sont enfoncés très progressivement dans le sol à l'aide d'un marteau puis dégagé au couteau afin de perturber le moins possible la structure du sol.

Dans un premier temps, on détermine la teneur en eau initiale des échantillons à l'aide d'une balance de précision au 1/100<sup>ème</sup>. Ensuite, on procède à la détermination des courbes de rétention hydrique ; les échantillons sont placés successivement dans chacun des bacs, dans l'ordre croissant des pF (phase de désorption) par série de plusieurs cylindres. Durant tout le traitement, leur face inférieure (partie biseautée) est recouverte d'une petite pièce de nylon hydrophile maintenue par un élastique pour retenir l'échantillon dans le cylindre et assurer un bon contact avec le nylon du milieu poreux.

Les échantillons sont laissés dans chaque bac jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint (en général, une semaine par bac) c-à-dire jusqu'à ce que leur teneur en eau soit en équilibre avec la tension qui leur est imposée. Le temps d'équilibrage qui varie suivant le type de sol (texture, conductivité hydraulique) est de l'ordre d'une semaine. Le poids brut de chaque échantillon (échantillon humide + cylindre + nylon + élastique + tare) à cette tension est alors mesuré sur la balance de précision ; une deuxième pesée faite 24h ou 48h après, permet de vérifier si l'équilibre est bien atteint. Toute la série est ensuite transférée dans le bac suivant.

Après passage dans tous les bacs, les échantillons sont séchés à l'étuve à 105°C, pendant 48h, puis pesés pour obtenir le poids net des échantillons secs. Les cylindres, nylons, élastiques sont pesés séparément. De ces pesés, il est possible de déduire les poids nets des échantillons humides à chaque tension de mesure « h » et donc leur teneur en eau volumique  $\theta(h)$  ainsi que la densité sèche :

$$\theta(h) = \frac{m_{hum} - m_{sec}}{V_{cyl}} \qquad \gamma_d = \frac{m_{sec}}{V_{cyl}}$$

Avec :

$m_{hum}$  : masse de l'échantillon humide,

$m_{sec}$  : masse de l'échantillon sec,

$V_{cyl}$  : volume du cylindre.

Les courbes de rétention hydrique peuvent alors être construites à partir de ces 8 points mesurés dans la gamme de tension ( $0 < h < 500$  ;  $pF < 2.7$ ).

## **6. Conclusion**

Avec l'appareillage décrit ici, qui est peu coûteux et relativement simple à mettre au point, la méthode des bacs à sable et à kaolin fournit, moyennant très peu de manipulations, des mesures fiables des courbes de rétention hydrique sur des séries d'échantillons de sols remaniés et non remaniés, dans la gamme des faibles tensions. Combinée avec la méthode de la presse à membrane pour la gamme  $2.7 < pF < 4.2$ , elle permet une détermination facile et précise des courbes de rétention  $\theta(h)$ .

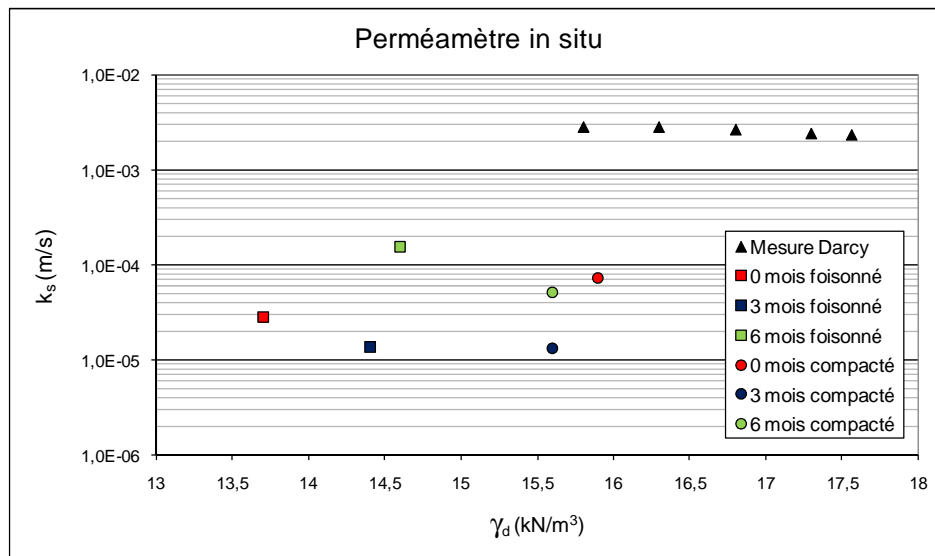
Les mêmes échantillons peuvent, de plus, servir à déterminer en série la conductivité hydraulique saturée  $k_s$  des sols échantillonnés, avec un appareillage à charge constante ou variable [Var72]. Les modèles proposés dans la littérature (Van Genuchten (1980), Fredlund 2002) permet alors, à partir de ces mesures de rétention  $\theta(h)$  et de la conductivité saturée  $k_s$ , une estimation des courbes de conductivité hydraulique  $k_u(h)$ .

**ANNEXE 5 : ESSAIS DE PERMEABILITE DANS LES COLONNES CEMAGREF**

Nous présentons ici les résultats des mesures de  $k_s$  réalisées à l'aide du perméamètre léger in situ sur les colonnes de R-Lafarge. Des essais ont été réalisés sur les colonnes foisonnées et compactées à 0, 3 et 6 mois. Il faut signaler que les valeurs de  $k_s$  sont des moyennes arithmétiques de deux ou trois points de mesures réalisés au sein d'un même sondage à des profondeurs différentes. Les résultats de ces mesures ainsi qu'une comparaison avec les essais Darcy sont présentés Tableau 67 et Figure 145.

Etat	Colonne	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ) par pesée	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ) par CR	$k_s$ (m/s)
Foisonné	0 mois	15,5	13,7	$2,9 \times 10^{-5}$
	3 mois	15,9	14,4	$1,4 \times 10^{-5}$
	6 mois	15,9	14,6	$1,6 \times 10^{-4}$
Compacté	0 mois	17,0	15,9	$7,4 \times 10^{-5}$
	3 mois	17,2	15,6	$1,3 \times 10^{-5}$
	6 mois	17,2	15,6	$5,1 \times 10^{-5}$

CR : courbe de calibration du Panda

**Tableau 67 :  $k_s$  des colonnes R-Lafarge mesurées par le perméamètre in situ****Figure 145 :  $k_s$  des colonnes R-Lafarge mesurées par le perméamètre in situ**

Le  $k_s$  de la colonne foisonnée de 6 mois est anormalement plus forte d'une puissance de 10 que celles obtenues à 0 et 3 mois. Normalement, vu la densité estimée (la plus forte) et l'évolution constatée de l'état de serrage avec le temps ainsi que la colonisation a priori par la biomasse, le  $k_s$  doit être le plus faible des trois colonnes foisonnées.

Concernant les  $k_s$  des colonnes compactées, la colonne de 3 mois a un  $k_s$  le plus faible bien que les densités des deux colonnes 3 et 6 mois soient quasiment identiques. Néanmoins cette différence reste minimale au regard à la précision de mesure de notre appareillage.



La comparaison des  $k_s$  entre colonnes foisonnées et compactées montre que les tendances sont dans le bon sens pour les colonnes de 3 et 6 mois. En effet,  $k_s$  diminue avec l'augmentation de densité. En revanche, ceci n'est pas valable pour les deux colonnes de 0 mois où le  $k_s$  de la colonne foisonnée est plus faible que celle de la colonne compactée.

La comparaison des valeurs obtenues par rapport aux  $k_s$  Darcy aboutit aux mêmes observations que celles faites lors de l'étude de cet outil au laboratoire. En effet, il existe un rapport de  $10^{-2}$  entre les valeurs de  $k_s$  obtenues par le perméamètre in situ et celles obtenues par Darcy à cause du fait de considéré dans les calculs de  $k_s$  que le milieu est saturé et que la nappe est située au niveau du point d'injection.

### ***Conclusion***

On a constaté des divergences de mesures de  $k_s$  avec le perméamètre in situ entre les différentes colonnes testées. De plus, les résultats obtenus montrent qu'il y a un écart de  $10^{-2}$  entre les  $k_s$  mesurées par l'essai Darcy et celles mesurées par le perméamètre in situ. Enfin, l'effet de la colonisation par la biomasse sur le  $k_s$  est loin d'être constaté. Ces phénomènes sont vraisemblablement dus à la précision de l'appareillage dans cette gamme de mesure et pour ce type de matériau (limite d'utilisation de l'appareil) et aux conditions d'essais (essais en milieu non saturé).

Du fait de ces résultats et pour des raisons techniques liées à la mesure de l'humidité au sein de la colonne après colonisation (injection de l'eau dans la colonne au cours de l'essai), nous avons décidé de ne pas tester cet outil sur les colonnes R-Sograp.

---

## Résumé

Les filières d'Assainissement Non Collectif (ANC) du fait de leur intérêt technique et économique connaissent un développement important. À ce jour, les gestionnaires de ce type d'ouvrages cherchent à mieux comprendre les phénomènes régissant leur fonctionnement et tentent ainsi d'améliorer cette filière sur le plan de la durabilité, de la fiabilité et de l'optimisation en s'appuyant sur des recommandations scientifiquement étayées auxquelles les études menées dans ce travail s'attachent à répondre.

Les principaux objectifs industriel et scientifique de cette thèse étaient de mieux comprendre le fonctionnement de ces systèmes et de développer une méthodologie de diagnostic de leur état par la mise au point d'outils et de méthodes adaptés à ce type d'ouvrage.

Nous avons proposé dans ce travail une démarche originale d'estimation de la perméabilité saturée ou non d'un sol in situ. Cette démarche est basée d'une part sur des informations de résistance et de granulométrie obtenues par couplage de mesures pénétrométriques et endoscopiques et d'autre part sur la connaissance de la relation résistance densité obtenue dans une base de données de matériaux. Cette démarche a été validée au laboratoire et utilisée in situ.

Nous avons aussi proposé une méthodologie de diagnostic basée sur l'utilisation conjointe d'outils non destructifs et rapides à mettre en œuvre à partir de différentes études réalisées in situ tant sur des ouvrages réels que sur des ouvrages expérimentaux grandeur nature. Cette méthodologie est basée principalement sur la comparaison de la conductivité hydraulique mesurée en place avec l'intervalle de préconisation défini à partir des études expérimentales pour juger de l'état de fonctionnement d'un filtre en termes de performances épuratoires et de pérennité du système. Cette méthodologie constitue un véritable outil pour les gestionnaires car elle permet d'accéder aux informations relatives à l'emplacement du filtre, à sa géométrie (surface, couches, épaisseurs...), aux caractéristiques de son matériau de filtration (granulométrie, état de serrage) et à son état général vis-à-vis du colmatage et des conditions de développement de la biomasse. Enfin, cette méthodologie permettra à terme de suivre l'évolution des filtres et de donner des préconisations quant aux matériaux utilisables et à leur mise en œuvre.

---

## Abstract

Non-collective cleansing systems regain a most important development because of their technical and economic interests. To date, the managers of these systems seek to better understand their functioning and try to improve their durability, reliability and optimization based on scientific recommendations. In this context, the main objective of this study is to improve a method of diagnosis that allow to assess the functioning of Non Collective Cleansing systems by developing new in situ tools based on testing of specially designed for this kind of systems.

In this work, a new method has been developed for in-situ evaluation of saturated hydraulic conductivity of granular soils employed in Non collective Cleansing. This method is based on assessment models and on tools for in-situ testing that provide the input parameters of these models. This method is then validated by both laboratory and in situ experimentations.

In addition, a diagnosis method has been developed for these systems employing quick and non-destructive testing tools. This method has been validated on real and experimental sites. This method constitute a real tool for manager of these systems because it provides access to information about the location of the soil filter, his geometry (surface, layers and his thickness...), the characteristics of soils used (grain size, dry density) and his general state in relation with the clogging and the conditions for developing biomass. In the future, this method will track the evolution of these systems and provide recommendations on materials used and their implementation.