



HAL
open science

Comportement hydrique et mécanique d'un mélange de Bentonite -Sable Calcaire -Tuf: Application à la conception des Installations de Stockage des Déchets (ISD)

Abdellah Demdoum

► **To cite this version:**

Abdellah Demdoum. Comportement hydrique et mécanique d'un mélange de Bentonite -Sable Calcaire -Tuf: Application à la conception des Installations de Stockage des Déchets (ISD). Sciences de l'ingénieur [physics]. Université de Laghouat, 2019. Français. NNT : . tel-02099687v1

HAL Id: tel-02099687

<https://hal.science/tel-02099687v1>

Submitted on 15 Apr 2019 (v1), last revised 20 Sep 2020 (v2)

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.

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITÉ AMAR TELIDJI DE LAGHOUAT

FACULTÉ DE GÉNIE CIVIL ET D'ARCHITECTURE

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

Doctorat

Filière : Génie civil

Option : Matériaux et analyse de structures (MAS)

Présenté par

DEMDOUM Abdellah

THÈME

**Comportement hydrique et mécanique d'un mélange de
Bentonite - Sable Calcaire – Tuf :**

**Application à la conception des Installations de
Stockage des Déchets (ISD)**

Soutenue le 31/01/2019 devant le jury composé de :

Mr. ZAIDI Ali	Professeur, Université de Laghouat	Président
Mr. GHEMBAZA Moulay Smaine	Professeur, Université de Sidi-Bel-Abbes	Examinateur
Mr. BENCHEIKH Boubaker	Maître de conférences A, Université de Djelfa	Examinateur
Mr. BENCHAA Benabed	Maître de conférences A, Université de Laghouat	Examinateur
Mr. GUEDDOUDA M ^{ed} Kamal	Professeur, Université de Laghouat	Encadreur
Mr. GOUAL Idriss	Professeur, Université de Laghouat	Co-Encadreur

DÉDICACES

A mon père et ma mère

A mes sœurs et mes frères

A toute ma famille

REMERCIEMENTS

Au terme de ce long moment de durs sacrifices et labeur, qu'il me soit permis de rendre hommage et de remercier toutes les personnes physique et morale sans lesquelles l'accomplissement de ce travail ne serait qu'une expérience mélancolique.

Que Monsieur *Med Kamel GUEDDOUDA*, Professeur à la faculté de Génie Civil et d'Architecture de l'université Amar Telidji de Laghouat et Promoteur de ma thèse trouvent ici l'expression de toute ma profonde gratitude pour les longues heures de travail qu'il m'a consacrées. Sa compétence, sa disponibilité et sa gentillesse m'ont été d'un soutien de tous les instants, sans lequel je n'y serais pas arrivé. Il m'a fait l'honneur en m'acceptant et en me permettant de travailler sous sa direction, j'étais vraiment un anonyme et il n'était au courant ni de ma personnalité ni de mes compétences scientifiques, pourtant il m'a fait confiance en m'intégrant dans son équipe de recherche. Toujours à l'écoute, il a su intervenir partout, même quand j'avais de difficultés d'obtenir le visa. C'est à lui que je dois cette thèse.

Que Monsieur *Idriss GOUAL*, Professeur à la faculté de Génie Civil et d'Architecture de l'université Amar Telidji de Laghouat et co-promoteur de ma thèse daigne accepter ma gratitude pour son encadrement en local et les temps qu'il a consacrés avec moi pour la réalisation des essais et des discussions des résultats au long de cette thèse. Sincèrement merci d'avoir permis que je profite ainsi de vos longues années d'expérience.

Que Madame *Hanène SOULI*, Maître de conférences à l'École Nationale d'Ingénieurs de Saint Étienne (ENISE), France, accepte ma reconnaissance. Sa critique scientifique et pertinente, lors des réunions de discussion que nous avons eues tout au long du stage scientifique, m'a permis de réorienter et de recadrer ma façon de voir les choses pour ainsi arriver aux résultats obtenus.

Je voudrais remercier Monsieur *Ali ZAIDI*, Professeur à la faculté de Génie Civil et d'Architecture de l'université Amar Telidji de Laghouat, qui m'a fait l'honneur de présider le jury de cette thèse, qu'il puisse trouver ici l'assurance de ma respectueuse gratitude.

Je remercie également Monsieur *Moulay Smaine GHEMBAZA*, Professeur de l'université de Sidi-Bel-Abbes, Monsieur *Boubaker BENCHEIKH*, Maître de Conférences de l'université de Djelfa et Monsieur *Benabed BENCHAA*, Maître de Conférences de l'université de Laghouat pour avoir accepté la lourde tâche d'être les rapporteurs de mon mémoire et m'avoir fait l'honneur de participer au jury de ma thèse.

Je m'en voudrais, de ne pas remercier toute l'équipe du laboratoire de Génie Civil de l'Université Amar Tledji dans laquelle j'ai été accepté et intégré avec enthousiasme. Merci à tout le personnel tant académique, scientifique, technique et administratif, toujours à l'écoute de mes demandes et prêt à rendre service. Une reconnaissance particulière s'adresse à *Tahar Nouioua*, Maître-assistant à la faculté de Génie Civil et d'Architecture de l'Université Amar Telidji de Laghouat pour son conseil et son assistance. Enfin, merci aux collègues avec qui nous avons commencé nos recherches doctorales, *Abdesselam BAHAZ*, *Yacine Hadj Aissa*, *Abdelkader BARGUI* et *Hichem BERKAK*.

ملخص

تتناول هذه المذكرة دراسة لتثمين المواد المحلية من أجل استعمالها كحواجز عازلة في مراكز ردم النفايات. المواد الأساسية المستعملة في هذه الدراسة هي الرمال الكلسية المسحوقة والطف (لمدينة الأغواط) ودمجها مع نوع من الطين يسمى بنتونيت مغنية (Bentonite) من أجل تحسين خواصها الهيدروليكية لاستعمالها كحواجز هندسية في مراكز ردم النفايات. في المقام الأول، قمنا بدراسة الخواص الجيوتقنية لهذه المواد مع جميع الخلطات المختارة انطلاقاً من نسبة بنتونيت مثبتة ب 10% ونسب مختلفة من الرمل الكلسي مع الطف بحيث تكون هذه النسبة مكملة ل 90%. استناداً إلى الاختبارات الأولية التي تعتمد على تلبية كل من معايير النفاذية المشبعة (k_{sat}) وقوة القص وقوة الضغط والشد تحت تأثير الماء والرشح المأخوذ من مركز دفن النفايات لولاية الأغواط، تم الحصول على تركيبة مثالية متكونة من 70% من الطف و 20% من الرمل المسحوق و 10% من طين البنتونيت. بعد ذلك، تم إجراء قياسات لتوصيل الهيدروليكي المشبع لجميع الخلطات بواسطة جهاز ثلاثي المحاور وجهاز قياس النفاذية بالتحميل المتغير. النتائج المتحصل عليها أكدت أن الخليط المختار يفي بمتطلبات النفاذية ($k_{sat} \geq 10^{-9}$ م/ثا) وتوافق كذا النتائج التي تم الحصول عليها من الاختبارات الأولية (بواسطة جهاز الأد و متر).

يتم التحقق من السلوك الهيدروليكي من خلال قياس النفاذية غير المشبعة تحت تأثير الشفط ودراسة منحنى الرطوبة المميز لترربة تحت إجهادات خارجية تساوي صفر.

اعتمدنا في دراسة السلوك الميكانيكي بالخصوص على تجارب القص ثلاثي المحاور على التركيبة المختارة المرصودة والمشبعة في عدة حالات من التصريف.

يبين التوصيف الكامل للمعلمات الفيزيائية والهيدروليكية والميكانيكية للخليط المختار أنه مادة تلي الشروط والتشريعات التقنية من أجل استعمالها كحواجز هندسية في مراكز ردم النفايات.

المفاتيح

الحواجز الهندسية، بنتونيت ، الطف، الرمل الكلسي، الرشح، النفاذية، منحنى الرطوبة المميز لترربة، مقاومة القص، مقاومة الضغط، مقاومة الشد.

Résumé

Le présent travail concerne une étude de valorisation des matériaux locaux de la région de Laghouat (région du sud de l'Algérie) à base de sable calcaire (sable concassé) et de tuf, associés à la bentonite en vue d'améliorer leurs caractéristiques hydrauliques pour la réalisation des barrières ouvragées des installations de stockage des déchets (ISD). En premier lieu, une caractérisation géotechnique des mélanges choisit à partir d'un pourcentage de bentonite fixé à 10% et différents pourcentages de sable calcaire (SC) et de tuf (T) de telle sorte qu'ils soient complémentaires à 90% ($B_{10}SC_xT_y$). Basant sur les essais préliminaires sous l'effet de l'eau et du lixiviat pour satisfaire les critères de conductivité hydraulique (k_{sat}), de résistance au cisaillement, de résistance à la traction et de résistance à la compression des barrières ouvragées, les résultats nous ont permis d'adopter un mélange optimal constitué de 10% bentonite + 20% sable calcaire + 70% tuf ($B_{10}SC_{20}T_{70}$). En second lieu, les mesures de la conductivité hydraulique saturée de tous les mélanges sélectionnés ont été réalisées par l'appareil triaxial et le perméamètre à paroi rigide (à charge variable). Les résultats ont confirmé le mélange opté obtenue à partir des essais préliminaires (les essais oedométriques) ($k_{sat} \leq 10^{-9} \text{m/s}$).

Le comportement hydrique est exploré notamment à travers les mesures de conductivité hydraulique non saturées et les courbes caractéristiques sol-eau (CCSE) qui sont des courbes de sollicitations en succion sous contrainte externe nulle.

Le comportement mécanique est caractérisé, en particulier, par des essais triaxiaux sur le mélange optimal compacté saturé dans différentes conditions de drainage.

La caractérisation complète du mélange opté, les paramètres physiques, hydriques et mécaniques qui en découlent montrent qu'il s'agit d'un matériau qui répond aux exigences des dispositions réglementaires pour une utilisation dans les ISD.

Mots-clés

Barrière ouvragée; Sable calcaire (SC); Tuf (T); Bentonite (B); Lixiviat; Conductivité hydraulique; Courbes caractéristiques sol-eau (CCSE); Résistance au cisaillement ; Résistance à la compression; Résistance à la traction.

Abstract

The present work concerns a valorisation study of local materials from the Laghouat region (southern Algeria) using calcareous sand (crushed sand) and tuff, combined with bentonite to improve their hydraulic characteristics for constructing soil liners used in landfill sites. Firstly, we conducted a geotechnical characterization of the mixtures selected from a 10% bentonite percentage and various percentages of calcareous sand (SC) and tuff (T) so that they are 90% complementary ($B_{10}CS_xT_y$). Based on the preliminary tests under water and landfill leachate effects to meet the hydraulic conductivity (k_{sat}), shear strength, tensile strength and compressive strength criteria of the engineered barriers, the results allowed us to adopt an optimal mixture consisting of 10% bentonite + 20% calcareous sand + 70% tuff ($B_{10}CS_{20}T_{70}$). Secondly, the saturated hydraulic conductivity measurements of all selected mixtures were performed by the triaxial device and the rigid wall permeameter (variable load). Results confirmed the chosen mixture obtained from the preliminary tests (oedometric tests) ($k_{sat} \leq 10^{-9} \text{m/s}$).

The hydraulic behavior is investigated through measurement of unsaturated hydraulic conductivity and suction assessments on a soil-water characteristic curve (SWCC), which can be considered as a solicitation under zero confining stress.

The mechanical behavior is characterized, in particular for triaxial tests on the optimal saturated compacted mixture under different conditions of drainage.

The complete characterization of the adopted mixture, the physical, hydric and mechanical parameters that result from it show that it is a material that meets the requirements of the regulatory provisions for use in landfill liners.

Keywords

Soil liners; Bentonite (B); Calcareous sand (CS); Tuff (T); Landfill leachate; Hydraulic conductivity; Soil-water characteristic curve (SWCC); Shear strength; Compressive strength; Tensile strength.

Table des matières

DÉDICACES	I
REMERCIEMENTS	II
ملخص.....	III
المفاتيح	III
RÉSUMÉ	IV
MOTS-CLÉS	IV
ABSTRACT	V
KEYWORDS	V
LISTE DES FIGURES	X
LISTE DES TABLEAUX	XV
INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	1
CHAPITER 1 INSTALLATION DE STOCKAGE DES DÉCHETS (ISD)	4
1.1 INTRODUCTION.....	4
1.2 GÉNÉRALITÉS SUR LES INSTALLATIONS DE STOCKAGE DE DÉCHETS (ISD)	4
1.2.1 <i>Différents déchets produits en Algérie</i>	4
1.2.1.1 Définition	4
1.2.1.2 Classification.....	5
1.2.2 <i>État des lieux de la gestion des déchets</i>	6
1.2.2.1 Production des déchets	6
1.2.2.2 Élimination des déchets.....	7
1.2.2.3 Centres d'enfouissement technique (CET) en Algérie	9
1.2.2.3.A <i>CET de Classe I : Déchets spéciaux</i>	9
1.2.2.3.B <i>CET de Classe II : Déchets Ménagers et Assimilés</i>	9
1.2.2.3.C <i>CET de Classe III : Déchets inertes</i>	10
1.3 STOCKAGE DES DÉCHETS	10
1.3.1 <i>Principe de stockage dans les ISD</i>	11
1.4 LIXIVIATS	12
1.4.1 <i>Définition</i>	12
1.4.2 <i>Compositions des lixiviats</i>	12
1.5 CRITÈRES D'ÉTANCHÉITÉ DES ISD	13
1.5.1 <i>Barrière en couverture des ISD</i>	14
1.5.2 <i>Barrière active (en fond et en talus)</i>	14
1.5.3 <i>Barrières passives</i>	15
1.5.4 <i>Critères des barrières naturelles</i>	16
1.5.5 <i>Bentonite</i>	17
1.5.5.1 Microstructure de la bentonite.....	18
1.5.5.2 Le phénomène de gonflement	19
1.5.5.3 Influence des différents paramètres sur le gonflement	20
1.5.6 <i>Couche d'argile compactée (ou mélange sol sableux-bentonite compacté)</i>	21
1.6 CONCLUSION	22
CHAPITER 2 COMPORTEMENT HYDRIQUE ET MÉCANIQUE DES MÉLANGES SOL SABLEUX-BENTONITE.....	23
2.1 INTRODUCTION.....	23

2.2	COMPORTEMENT HYDRIQUE DES MÉLANGES SOL SABLEUX-BENTONITE	23
2.2.1	<i>L'eau dans le sol</i>	24
2.2.2	<i>Succion du sol</i>	25
2.2.2.1	Définitions - Phénomène de succion	25
2.2.2.2	Différentes composantes de la succion	26
2.2.2.3	Techniques de mesure et contrôle de la succion	28
2.2.3	<i>Courbe caractéristique sol-eau (CCSE) ou Courbe de rétention d'eau (CRE)</i>	30
2.2.3.1	Courbe caractéristique sol-eau des mélanges sol sableux-bentonite	32
2.2.4	<i>Conductivité hydraulique</i>	35
2.2.4.1	Conductivité hydraulique saturée	35
2.2.4.2	Conductivité hydraulique non saturée	40
2.2.4.2.A	<i>Modèles de conductivité hydraulique dans les sols non saturés</i>	41
2.2.4.2.B	<i>Mesure de la conductivité hydraulique non saturée</i>	42
2.2.4.2.B.1	Méthode de mesure en régime permanent	42
2.2.4.2.B.2	Méthodes de mesure en régime non permanent	43
2.2.4.3	Facteurs affectant la conductivité hydraulique	47
2.2.4.3.A	<i>Tissu du sol de base</i>	47
2.2.4.3.B	<i>Influence des paramètres liés au compactage</i>	48
2.2.4.3.C	<i>Influence du degré de saturation</i>	49
2.2.4.3.D	<i>Influence de l'indice des vides</i>	51
2.2.4.3.E	<i>Effet de la pression de confinement</i>	51
2.2.4.3.F	<i>Influence de la température</i>	52
2.2.4.3.G	<i>Influence de la composition chimique du fluide interstitiel et du lixiviat des ISD</i>	53
2.3	COMPORTEMENT MÉCANIQUE DES MÉLANGES SOL SABLEUX-BENTONITE	55
2.3.1	<i>Résistance au cisaillement</i>	55
2.3.1.1	Effet du lixiviat des ISD classe II sur la résistance au cisaillement des barrières étanches	59
2.3.2	<i>Résistance à la traction et Résistance à la compression non confinées</i>	59
2.3.2.1	Résistance à la traction	59
2.3.2.2	Résistance à la compression	60
2.4	CONCLUSION	63
CHAPITRE 3	CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX ÉTUDIÉS	65
3.1	INTRODUCTION	65
3.2	CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX UTILISÉS	65
3.2.1	<i>Bentonite de Maghnia</i>	65
3.2.1.1	Géologie du gisement de bentonite en Algérie	65
3.2.1.2	Production de la bentonite en Algérie	66
3.2.1.3	Bentonite utilisée	67
3.2.1.4	Analyses minéralogiques	67
3.2.1.5	Analyse chimique	68
3.2.1.6	Analyse granulométrique	68
3.2.1.7	Densité des grains solides	69
3.2.1.8	Essai Proctor Normal	69
3.2.1.9	Essai au bleu de méthylène BM	70
3.2.1.10	Limites d'Atterberg	71
3.2.1.1	Microscope électronique à balayage (MEB)	72
3.2.2	<i>Tuf et Sable calcaire</i>	73
3.2.2.1	Géographie et géologie de la région de Laghouat	73
3.2.2.2	Production de tuf et de sable concassé en Algérie	74
3.2.2.2.A	<i>Tuf</i>	74
3.2.2.2.B	<i>Sable concassé</i>	74
3.2.2.3	Localisation des Tuf et Sable concassé utilisés	75

3.2.2.4	Analyses minéralogiques.....	75
3.2.2.5	Analyse chimique.....	76
3.2.2.6	Analyse granulométrique.....	76
3.2.2.7	Densité des grains solides.....	78
3.2.2.8	Essai Proctor Normal.....	78
3.2.2.9	Essai au bleu de méthylène.....	79
3.2.2.10	Limites d'Atterberg.....	79
3.2.2.11	Équivalent de sable.....	80
3.2.3	Caractérisation des fluides utilisés.....	80
3.3	CARACTÉRISATION DES MÉLANGES 10% BENTONITE - X% SABLE CALCAIRE -Y% TUF.....	82
3.3.1	Analyses granulométriques des mélanges $B_{10}SC_xT_y$.....	83
3.3.2	Essai Proctor Normal des mélanges $B_{10}SC_xT_y$.....	83
3.3.2.1	Effet du pourcentage du sable calcaire sur la teneur en eau optimale des mélanges.....	84
3.3.3	Densité des grains solides des mélanges $B_{10}SC_xT_y$.....	85
3.3.4	Limites d'Atterberg des mélanges $B_{10}SC_xT_y$.....	85
3.3.4.1	Corrélations entre w_{opt} ou ρ_{dopt} et limite de liquidité w_L	86
3.3.5	Paramètre de gonflement des mélanges $B_{10}SC_xT_y$.....	87
3.3.5.1	Estimation indirecte du gonflement libre.....	87
3.3.5.2	Mesure du gonflement libre.....	88
3.3.5.2.A	Principe.....	88
3.3.5.2.B	Résultats.....	88
3.3.5.3	Mesure de la pression de gonflement.....	91
3.3.5.4	Effet du lixiviat sur la minéralogie des matériaux.....	92
3.3.6	Mesure indirecte de la conductivité hydraulique par les essais œdométriques.....	94
3.3.6.1	Compressibilité des mélanges $B_{10}SC_xT_y$	95
3.3.6.2	Coefficient de consolidation C_v des mélanges $B_{10}SC_xT_y$	97
3.3.6.3	Variation de la conductivité hydraulique des mélanges $B_{10}SC_xT_y$	98
3.3.7	Résistance au cisaillement des mélanges $B_{10}SC_xT_y$ (Cisaillement direct).....	100
3.3.7.1	Principe.....	100
3.3.7.2	Préparation des échantillons.....	100
3.3.7.3	Résultats.....	101
3.3.8	Essai de compression non confinée et essai de brésilien.....	102
3.3.8.1	Essai de brésilien (Traction indirecte) (R_t).....	103
3.3.8.1.A	Principe.....	103
3.3.8.1.B	Résultats.....	104
3.3.8.2	Essai de compression non confinée (R_c).....	105
3.3.8.2.A	Principe.....	105
3.3.8.2.B	Résultats.....	106
3.4	CONCLUSION.....	108
CHAPITRE 4	COMPORTEMENT HYDRIQUE ET MÉCANIQUE DES MÉLANGES $B_{10}SC_xT_y$.....	109
4.1	INTRODUCTION.....	109
4.2	CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE SATURÉE DES MÉLANGES $B_{10}SC_xT_y$.....	109
4.2.1	Essai de conductivité hydraulique saturée à charge variable.....	110
4.2.1.1	Principe.....	110
4.2.1.2	Résultats.....	111
4.2.2	Essai de conductivité hydraulique saturée par la cellule Triaxial (paroi flexible).....	112
4.2.2.1	Description du matériel utilisé.....	112
4.2.2.2	Préparation des éprouvettes.....	113
4.2.2.3	Phase de saturation.....	114
4.2.2.4	Mesure de la conductivité hydraulique en régime permanent.....	115
4.2.2.4.A	Programme expérimental.....	116

4.2.2.5	Présentation des résultats	117
4.2.3	Conductivité hydraulique saturée du mélange optimal ($B_{10}SC_{20}T_{70}$) compacté à différents teneurs en eau	120
4.3	COURBE CARACTÉRISTIQUE SOL-EAU DU MÉLANGE OPTIMAL $B_{10}SC_{20}T_{70}$	121
4.3.1	<i>Protocole expérimental</i>	121
4.3.2	<i>Préparation des échantillons</i>	122
4.3.3	<i>Préparation du matériel utilisé</i>	123
4.3.3.1	Méthode osmotique	123
4.3.3.2	Méthode des solutions salines saturées	125
4.3.3.3	Détermination des paramètres d'états après la fin de l'essai	127
4.3.4	<i>Présentation et discussion des résultats</i>	128
4.3.4.1	Courbe caractéristique sol-eau (CCSE) de la pâte consolidée.....	128
4.3.4.2	Courbe caractéristique sol-eau (CCSE) des échantillons compactés	131
4.3.4.3	Comparaison des courbes caractéristiques du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ compacté par deux méthodes (contrôle et mesure)	137
4.4	CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE NON SATURÉE DU MÉLANGE $B_{10}SC_{20}T_{70}$	137
4.4.1	<i>Principe de l'essai</i>	138
4.4.2	<i>Dispositif de mesure et mode opératoire</i>	138
4.4.3	<i>Méthode d'interprétation (citée par Sayad-Gaidi, 2003)</i>	139
4.4.4	<i>Détermination de la quantité d'eau retenue dans l'échantillon $V_w(t)$ (Éq. 4:21,22)</i>	141
4.4.5	<i>Détermination de la conductivité hydraulique non saturée par la méthode des dessiccateurs</i>	141
4.4.6	<i>Résultats et discussions</i>	141
4.5	COMPORTEMENT MÉCANIQUE DU MÉLANGE $B_{10}SC_{20}T_{70}$	146
4.5.1	<i>Essais triaxiaux saturés</i>	146
4.5.1.1	Essais triaxiaux consolidés drainés (CD)	146
4.5.1.1.A	<i>Préparation des échantillons</i>	146
4.5.1.1.B	<i>Phase de saturation</i>	147
4.5.1.1.C	<i>Phase de consolidation</i>	148
4.5.1.1.D	<i>Phase de cisaillement</i>	149
4.5.1.2	Essais triaxiaux consolidés non drainés (CU)	149
4.5.1.3	Présentation des résultats des essais de cisaillement (CD et CU)	150
4.5.1.3.A	<i>Résultats des essais triaxiaux CD</i>	150
4.5.1.3.B	<i>Résultats des essais triaxiaux CU</i>	152
4.5.1.4	Résumé des résultats	154
4.5.1.5	Module sécant E_{50}	154
4.6	CONCLUSION	155
	CONCLUSION GÉNÉRALE	157
	RÉFÉRENCES	159
	ANNEXES.....	173

Liste des Figures

Chapitre 1

Figure 1:1 Schéma général de la gestion des déchets en Algérie (Ministère de l'aménagement du territoire et de l'environnement (MATE)).	7
Figure 1:2 Les casiers de stockage des déchets (Barral, 2008).	11
Figure 1:3 Préparation d'une couche de recouvrement – CET de Laghouat.	11
Figure 1:4 Schéma général d'un ISD classe II avec des barrières d'étanchéités (Loÿe, 2013).	13
Figure 1:5 Barrière en couverture des ISD Classe II.	14
Figure 1:6 Différents couches d'une barrière passive : (a) argile compactée ou un mélange sol sableux-bentonite compacté, (b) un géosynthétique bentonitique (GSB) sur une argile (ou un sol sableux-bentonite) compactée (Demdoum et al., 2016b).	15
Figure 1:7 Structure multiéchelle de la montmorillonite (Pluart, 2002).	18
Figure 1:8 Structure de la montmorillonite.	18
Figure 1:9 Mécanisme de gonflement sur les surfaces de la montmorillonite (Mitchell, 1993).	19

Chapitre 2

Figure 2:1 Différents états de l'eau dans les sols.	24
Figure 2:2 Différents stades de distribution des ménisques dans un sol non saturé, d'après Childs (1969) (cité par Delage et Cui 2000).	25
Figure 2:3 Phénomène d'ascension capillaire.	26
Figure 2:4 Représentation schématique des relations entre les composantes de la succion, l'organisation des particules argileuses et l'eau dans un sol non saturé.	27
Figure 2:5 Courbe caractéristique sol-eau d'un sable argileux (Hillel, 1998), (a) L'effet de l'angle de contact (b) L'effet de la bouteille d'encre (Fredlund et Rahardjo 1993).	31
Figure 2:6 Courbe caractéristique sol-eau de trois types de sols (McQueen et Miller, 1974).	31
Figure 2:7 Les phases de désaturation dans la Courbe caractéristique sol-eau (Iravaniana, 2015).	32
Figure 2:8 Courbe caractéristique sol-eau typique pour un sol limoneux (Fredlund et Xing, 1994).	32
Figure 2:9 Chemin de séchage-humidification du mélange 80S/20B bentonite compacté à deux densités sèches différentes (par les méthodes, ATT: translation d'axe, MCT : technique des microcellules et FPM: papier filtre) (Manca, 2015).	33
Figure 2:10 Chemin de drainage-humidification du mélange S ₈₅ B ₁₅ initialement sous forme de pâte à w _i = 1,5 w _L (par les méthodes : plaque tensionométrique, solutions osmotiques et solutions salines (Gueddouda, 2011).	34
Figure 2:11 Variation de la conductivité hydraulique en régime permanent en fonction du gradient hydraulique ($\sigma'_3 = 400$ kPa) (Gueddouda et al., 2015).	36
Figure 2:12 Influence du type de perméamètre sur l'évolution de la perméabilité (perméamètre à paroi rigide « P.P.R » ; perméamètre à paroi flexible « P.P.F ») (Daoud, 1996).	39
Figure 2:13 Appareil de Richard (Soil Moisture Equipment Corporation, 1989).	43
Figure 2:14 Oedomètre à succion contrôlée (d'après Kassiff et Ben Shalom, 1971 ; Delage et al., 1992 ; Delage, 2002).	44
Figure 2:15 Appareil triaxial à succion contrôlée par technique osmotique (d'après Cui et Delage, 1996).	45
Figure 2:16 Variation de Log [Q ₀ – Q(t)] en fonction du temps (Vicol, 1990).	46
Figure 2:17 Vue d'ensemble du dispositif expérimental (Sayad-Gaidi, 2003).	46
Figure 2:18 (a) Conductivité hydraulique en fonction de la proportion de sable ; (b) Conductivité hydraulique en fonction de la densité sèche de la bentonite (Cho et al., 2000).	48
Figure 2:19 Effet de la méthode de compactage sur la conductivité hydraulique (Mitchell et al., 1965).	49
Figure 2:20 Conductivité hydraulique non saturée du mélange 80% sable-20% bentonite compacté à deux différentes densités sèches (Manca, 2015).	50
Figure 2:21 Conductivité hydraulique non saturée du mélange 85% sable-15% bentonite compacté (Gueddouda et al., 2016).	50

Figure 2:22 Variation de la conductivité hydraulique saturée en régime permanent en fonction de la contrainte moyenne effective pour les mélanges : (a) sable-bentonite et (b) sable-argile ($i = 60$) (Dafalla et al., 2015).51

Figure 2:23 Variation de la conductivité hydraulique en régime permanent en fonction de la contrainte moyenne effective ($i = 57,14$) (Gueddouda et al., 2016).52

Figure 2:24 Conductivité hydraulique d'une bentonite chinoise compactée à une densité sèche de $1,8 \text{ Mg/m}^3$, à différentes températures (Cho et al., 1999).53

Figure 2:25 Effet du lixiviat sur la conductivité hydraulique saturée des mélanges : (a) 92,5% sable – 7,5% bentonite (Li et al., 2015) ; (b) 90% limon- 10% bentonite (Glatsteina et Francisca, 2014).54

Figure 2:26 (a) Les contraintes appliquées dans les essais triaxiaux et (b) le comportement contrainte-déformation et le changement de volume du sable dans les essais drainés (Rowe, 2001).56

Figure 2:27 chemins de contraintes des essais CU et CD (Gueddouda et al., 2010).57

Figure 2:28 Courbes contrainte-déformation et le chemin de contrainte effective d'un essai CU pour : (a) bentonite (b) mélange sable-bentonite (Watanabe et Yokoyama, 2016).58

Figure 2:29 (a) Variation de la cohésion effective avec l'ajout du lixiviat (%) (b) Variation de l'angle de frottement effective avec l'ajout du lixiviat (%) (Sunil et al., 2009).59

Figure 2:30 Influence de la teneur en argile sur la résistance à la traction (Barzegar et al., 1994).60

Figure 2:31 Compression non confinée en fonction d'âge de durcissement des échantillons : (a) Sable-bentonite (S-B) et (b) sable-bentonite-ciment (SBC) ; (c) Résistance à la traction en fonction d'âge de durcissement (Irvaniana et Bilsela, 2014).61

Figure 2:32 Comportement contrainte-déformation des matériaux 40% Sable-60% Argile (CS-II), 20% Sable-80% Argile (CS-I) et 100% d'argile (NC) (Khan et al., 2014).61

Figure 2:33 Schéma des courbes de rétention du mélange Tuf-Sable calcaire et du sable calcaire (Goual et al., 2012).62

Figure 2:34 Variation de la résistance à la compression en fonction du pourcentage de sable calcaire pour différents âges (Goual et al., 2012).62

Figure 2:35 Variation de (a) la contrainte déviatorique maximale et (b) le module sécant d'une craie avec la teneur en eau (Taïbi et al., 2009).62

Chapitre 3

Figure 3:1 (a) Formation géologique (d'âge du Miocène) de la vallée de Chelif, 5 km au nord de Bellevue dans la région de Mostaganem, (b) Dépôt d'argile au nord-est de Maghnia dans la région de Nemours, Tlemcen (Grim et Guren, 1978), (c) Gisement de Hammam Boughrara.66

Figure 3:2 Localisation géographique des gisements Hammam Boughrara et M'Zila en Algérie66

Figure 3:3 Bentonite de Maghnia.67

Figure 3:4 Diffractogramme aux rayons X (DRX) d'un échantillon de bentonite de Meghnia (Demdoum et al., 2017).68

Figure 3:5 Courbe granulométrique de la bentonite de Maghnia.69

Figure 3:6 Courbe Proctor Normal de la bentonite de Maghnia.70

Figure 3:7 Divers états du sol fin.71

Figure 3:8 MEB de la bentonite (a) MEB agrandissement $\times 500$, (b). MEB agrandissement $\times 5000$73

Figure 3:9 Coupe géologique à travers la région de Laghouat (d'après Hannachi, 1981).73

Figure 3:10 Localisation des matériaux utilisés.75

Figure 3:11 Diffractogrammes aux rayons X (DRX) des deux matériaux étudiés (Demdoum et al., 2017).76

Figure 3:12 Courbe granulométrique des échantillons tuf calcaire et sable calcaire par rapport (a) fuseau saharien (Fenzy, 1966).77

Figure 3:13 Photo microscopique pour le tuf (T) et le sable calcaire (SC) à différents agrandissements. ..78

Figure 3:14 Courbe Proctor des échantillons tuf et sable calcaire.79

Figure 3:15 Localisation du CET - Laghouat. Échelle de mesure : 0-2km et 0-100m (Demdoum et al., 2016b).81

Figure 3:16 Photo microscopique des micro-organismes présents dans le lixiviat.82

Figure 3:17 Courbe granulométrique des mélanges $B_{10}SC_xT_y$ (Demdoum et al., 2017).....	83
Figure 3:18 Courbes de Proctor Normal des mélanges $B_{10}SC_xT_y$	84
Figure 3:19 Effet du pourcentage du sable calcaire sur les paramètres Proctor Normal des mélanges (Demdoum et al., 2017).	84
Figure 3:20 Effet du pourcentage du sable calcaire sur les limites d'Atterberg des mélanges (Demdoum et al., 2017).	86
Figure 3:21 Classification des sols fins sur le diagramme de Casagrande (Philipponnat et Hubert.1997).	86
Figure 3:22 Évolution du gonflement libre en fonction du temps des mélanges $B_{10}SC_xT_y$: (a) par l'eau et (b) par le lixiviat.	89
Figure 3:23 Variation du potentiel de gonflement libre (G) (à l'eau et au lixiviat) et l'indice de plasticité en fonction du pourcentage du sable calcaire dans le mélange $B_{10}SC_xT_y$	91
Figure 3:24 Effet du lixiviat sur la pression de gonflement des mélanges $B_{10}SC_xT_y$	92
Figure 3:25 Diffractogramme aux rayons X de la bentonite immergée à l'eau et au lixiviat (Unité de recherche : matériaux, procède et environnement/Université M'hamed Bougera de Boumerdès).	93
Figure 3:26 Diffractogramme aux rayons X pour (a) le tuf et (b) le sable calcaire immergés à l'eau et au lixiviat (Unité de recherche : matériaux, procédés et environnement/Université M'hamed Bougera de Boumerdès).....	93
Figure 3:27 Trois cellules œdométriques.	94
Figure 3:28 Courbes de compressibilité œdométrique des mélanges $B_{10}SC_xT_y$ par deux types de solutions :(a) par l'eau et (b) par le lixiviat.	96
Figure 3:29 Variation des coefficients (a) de compressibilité et (b) de gonflement des mélanges $B_{10}SC_xT_y$ sous l'effet de l'eau et le lixiviat.	97
Figure 3:30 Variation des coefficients de consolidation (C_v) en fonction de la pression de consolidation des mélanges $B_{10}SC_xT_y$: (a) par l'eau (Demdoumet al., 2016a) et (b) par le lixiviat.....	97
Figure 3:31 Variation de la conductivité hydraulique en fonction de la pression de consolidation des mélanges $B_{10}SC_xT_y$: (a) par l'eau et (b) par le lixiviat (Demdoum et al., 2017).	98
Figure 3:32 Variation de la conductivité hydraulique en fonction de l'indice des vides pour différents mélanges $B_{10}SC_xT_y$: (a) par l'eau et (b) par le lixiviat (Demdoum et al., 2017).	99
Figure 3:33 Essais de cisaillement à teneur en eau de compactage pour : (a) les mélanges $B_{10}SC_xT_y$ (Demdoum et al., 2016b) et (b) le mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ contaminé (par le lixiviat).....	101
Figure 3:34 Variation de l'angle de frottement (ϕ_{uu}) et la cohésion (C_{uu}) des mélanges $B_{10}SC_xT_y$	102
Figure 3:35 Schéma de principe d'écrasement par fendage.	103
Figure 3:36 Évaluation de la résistance à la traction (R_t) en fonction de la durée de conservation pour : (a) les mélanges $B_{10}SC_xT_y$; (b) le mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ contaminé.	104
Figure 3:37 Écrasement par la compression non confinée du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ à 28j.	105
Figure 3:38 Évolution de la résistance à la compression en fonction de la durée de conservation pour (a) tous les mélanges et (b) le mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ contaminé.....	106
Figure 3:39 (a) variation de la teneur en eau en fonction de la durée de conservation, (b) Relation succion-teneur en eau du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$	107
Chapitre 4	
Figure 4:1 Perméamètre à charge variable.	110
Figure 4:2 Mesure de l'acidité des mélanges $B_{10}SC_xT_y$	111
Figure 4:3 (a) Variation de la conductivité hydraulique et le potentiel de gonflement total en fonction des différents mélanges $B_{10}SC_xT_y$ (b) Variation de la conductivité hydraulique et le pH en fonction des différents mélanges $B_{10}SC_xT_y$: sous l'effet de l'eau et le lixiviat (Demdoum et al., 2017)..	112
Figure 4:4 Schéma du montage expérimental (Demdoum et al., 2017).....	113
Figure 4:5 Compactage statique des éprouvettes.	114
Figure 4:6 La saturation de l'échantillon par percolation de l'eau.....	114
Figure 4:7 Phase de saturation : variation de volume en fonction du temps.....	115

Figure 4:8 (a) Variation de la conductivité hydraulique (k_d) en fonction des contraintes de confinement effectives et (b) : Variation de l'indice des vides (Δe) en fonction des contraintes de confinement effectives, pour les mélanges $B_{10}SC_xT_y$ (Demdoum et al., 2017).	117
Figure 4:9 Variation de la conductivité hydraulique en fonction du : (a) pourcentage du sable calcaire dans le mélange et (b) pourcentage du tuf dans les mélanges.	118
Figure 4:10 La conductivité hydraulique corrigée (k_{corr}).	118
Figure 4:11 Corrélation de la conductivité hydraulique indirecte à partir des essais oedométriques pour différentes contraintes effectives.	119
Figure 4:12 Conductivité hydraulique saturée de $B_{10}SC_{20}T_{70}$ en fonction de la pression de consolidation pour différents états initiaux.	120
Figure 4:13 Gammes accessibles par les techniques d'imposition de la succion (Cuisinier, 2002).	122
Figure 4:14 Préparation des échantillons du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ pour la détermination des succions par la méthode de papier-filtre.	122
Figure 4:15 Courbe d'étalonnage du PEG (Cui, 1993).	124
Figure 4:16 Dispositif d'essai pour la méthode osmotique (Derras, 2011).	125
Figure 4:17 Mise en place des échantillons dans les béciers à solutions osmotiques (Laboratoire de Tribologie et Dynamique des Systèmes. École Nationale d'Ingénieurs de Saint Etienne, France).	125
Figure 4:18 Variation de l'humidité relative en fonction du temps.	127
Figure 4:19 Mise en place du dispositif expérimental (méthode des dessiccateurs) (Laboratoire de Recherche de Génie Civil (LRGC), université de Laghouat).	127
Figure 4:20 Dispositif de mesure pour peser hydrostatique au kerdane.	128
Figure 4:21 Les courbes caractéristiques sol-eau du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ sous forme de pâte consolidée.	130
Figure 4:22 Les courbes caractéristiques sol-eau du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ initialement compacté à l'OPN.	133
Figure 4:23 Les courbes caractéristiques sol-eau du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ initialement compacté à l'OPN+2%.	134
Figure 4:24 Les courbes caractéristiques sol-eau du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ initialement compacté à l'OPN-2%.	135
Figure 4:25 Les courbes caractéristiques de sol-eau du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ pour différents états initiaux (Pâte consolidée à 100 kPa, OPN, OPN+2% et OPN-2%).	136
Figure 4:26 Courbes caractéristique du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ (Résultats selon PF, OS et SS).	137
Figure 4:27 Schéma descriptif de confection des éprouvettes de $B_{10}SC_{20}T_{70}$: (a) : Découpage des échantillons, (b) : Mise de film plastique, (c) : paraffinage des échantillons, (d) les différentes couches sur le périmètre de l'échantillon.	138
Figure 4:28 Schéma de principe de l'essai de perméabilité dans le dessiccateur.	139
Figure 4:29 Schéma de principe de l'échange d'eau entre l'échantillon et l'enceinte du dessiccateur.	140
Figure 4:30 Variation du volume d'eau total des échantillons en fonction du temps pour différentes succions imposées.	142
Figure 4:31 Variation du volume d'eau échangé ($\ln(V_{wT}-V_{w(t)})$) des échantillons compactés à l'OPN.	143
Figure 4:32 Variation du volume d'eau échangé ($\ln(V_{wT}-V_{w(t)})$) des échantillons compactés à l'OPN+2%.	143
Figure 4:33 Variation du volume d'eau échangé ($\ln(V_{wT}-V_{w(t)})$) des échantillons compactés à l'OPN-2%.	144
Figure 4:34 Évolution de la conductivité hydraulique en fonction de la succion imposée.	145
Figure 4:33 Évolution de la conductivité hydraulique en fonction de degré de saturation.	145
Figure 4:34 Évolution de la conductivité hydraulique en fonction de $\log(s)$	146
Figure 4:35 Variation du volume en fonction du temps de la deuxième phase de saturation : application de la contre-pression par paliers.	148

Figure 4:36 Courbes de consolidation des échantillons pour différentes contraintes effectives de confinement.	149
Figure 4:37 État des échantillons à la fin des essais de cisaillement CD sur le mélange B ₁₀ SC ₂₀ T ₇₀	150
Figure 4:38 Comportement consolidé drainé du mélange B ₁₀ SC ₂₀ T ₇₀	151
Figure 4:39 variation de la contrainte déviatorique en fonction des déformations axiales.	152
Figure 4:40 Essais triaxiaux CU du mélange B ₁₀ SC ₂₀ T ₇₀ compacté.	153
Figure 4:41 Variation du E ₅₀ en fonction de la contrainte moyenne effective des deux essais.	155

Liste des Tableaux

Chapitre 1

Tableau 1:1 Comparaison de la composition de déchets dans des pays arabes.	6
Tableau 1:2 Quantité de déchets dans le CET de la wilaya de Laghouat.....	7
Tableau 1:3 Production et gestion des déchets municipaux dans les pays européennes et en Algérie (Sarsby, 2013).	8
Tableau 1:4 Différentes classes de stockages (MATE, 2013).....	10
Tableau 1:5 Composition du lixiviat (Gettinby, 1999).	12
Tableau 1:6 Identification des sols pour les barrières passives (EPA, 2008 ; MATE, 2013 ; Agency Environment, 2011).	16
Tableau 1:7 Réglementations pour l'étanchéité des fonds des installations de stockage des déchets (Derras, 2011).	17

Chapitre 2

Tableau 2:1 Techniques de mesure de succion. Adapté de Delage et Cui (2000), Townend et al. (2000), Delage (2002), Tarantino et al. (2008) et Delage et al. (2008).	29
Tableau 2:2 Techniques de contrôle de succion. Adapté de Delage et Cui (2000), Townend et al. (2000), Delage (2002) et Delage et al. (2008).	29
Tableau 2:3 Valeurs de conductivité hydraulique saturée pour des mélanges sable-bentonite.....	37
Tableau 2:4 Valeurs de conductivité hydraulique saturée pour des mélanges limon-bentonite.....	38
Tableau 2:5 Les équations empiriques pour la prédiction de la conductivité hydraulique k_{sat}	39
Tableau 2:6 Quelques lois de conductivité hydraulique k_w en fonction de la succion ou de la saturation..	42
Tableau 2:7 Caractéristique mécanique du mélange 85%S-15%B (Gueddouda et al., 2010).	57

Chapitre 3

Tableau 3:1 Composition chimique de la Bentonite de Maghnia (Demdoum et al., 2017).	68
Tableau 3:2 Surface spécifique totale (Sst) de la bentonite.	71
Tableau 3:3 Limites de consistance de la bentonite.	72
Tableau 3:4 Résultats de l'activité de la bentonite de Maghnia.	72
Tableau 3:5 Analyses chimiques de tuf et de sable calcaire (Demdoum et al., 2017).	76
Tableau 3:6 Résultats de l'analyse granulométrique du sable calcaire et du tuf.	78
Tableau 3:7 Paramétré de Proctor normal du sable calcaire et du tuf.	79
Tableau 3:8 Qualités des fines des matériaux (Demdoum et al., 2017).	79
Tableau 3:9 Les limites de consistance.	79
Tableau 3:10 Classification des sols en fonction de l'indice de plasticité.	80
Tableau 3:11 Équivalent de sable des échantillons tuf et sable calcaire (Demdoum et al., 2017).	80
Tableau 3:12 Caractéristiques physico- chimiques du lixiviat et de l'eau (Demdoum et al., 2017).	81
Tableau 3:13 Résultats de l'analyse granulométrique des mélanges $B_{10}SC_xT_y$	83
Tableau 3:14 Paramètres Proctor Normal des mélanges $B_{10}SC_xT_y$	84
Tableau 3:15 Densité des grains solides des mélanges $B_{10}SC_xT_y$	85
Tableau 3:16 Les limites d'Atterberg des mélanges $B_{10}SC_xT_y$	85
Tableau 3:17 Comparaison des paramètres de l'OPN mesurés et corrélés.	87
Tableau 3:18 Classification de Costet et Sanglerat (1981).	87
Tableau 3:19 Classification de Ghen (1988) (cité par Djedid et al., 2001).	88
Tableau 3:20 Estimation indirecte du potentiel de gonflement des mélanges $B_{10}SC_xT_y$	88
Tableau 3:21 Gonflement libre et pH des mélanges $B_{10}SC_xT_y$ sous l'effet de l'eau et du lixiviat.....	90
Tableau 3:22 Pression de gonflement des mélanges $B_{10}SC_xT_y$	91
Tableau 3:23 Les coefficients de compressibilité des mélanges $B_{10}SC_xT_y$	96
Tableau 3:24 Caractéristique de cisaillements (UU) des mélanges $B_{10}SC_xT_y$ (Demdoum et al., 2016b).	101

Tableau 3:25 Comparaison entre les valeurs de la résistance à la compression mesurés et corrélés à 28j107

Tableau 3:26 Taux de CaCO₃ en fonction de la durée de conservation pour les mélanges B₁₀SC_xT_y.107

Chapitre 4

Tableau 4:1 Programme expérimental des essais de perméabilité en régime permanent (Demdoum et al., 2017).116

Tableau 4:2 Variation de la conductivité hydraulique saturée par l'eau des mélanges B₁₀SC_xT_y obtenue par des essais directs (triaxial) et indirecte (oedométrique).119

Tableau 4:3 Succions initiales mesurées sur les éprouvettes compactées.....123

Tableau 4:4 Succion imposée en fonction de la Concentration du PEG20000 et du PEG6000 à 20° C...124

Tableau 4:5 Préparation des solutions salines (T= 20± 1 °C).126

Tableau 4:6 Paramètres des courbes caractéristiques sol-eau des échantillons dans les différents états initiaux.132

Tableau 4:7 Contre pressions appliquées pour la saturation (2^{ème} phase).147

Tableau 4:8 Contrainte moyenne effective appliquée pour la consolidation.149

Tableau 4:9 Caractéristique mécanique du mélange B₁₀SC₂₀T₇₀.154

Introduction générale

La croissance d'état d'urbanisation rapide et non contrôlée des villes Algérienne conduit à la génération de volumes de déchets de plus en plus importants. Cette urbanisation est une préoccupation majeure pour les collectivités locales dans les problèmes de gestion des déchets, en particulier dans les zones en dehors de son contrôle.

La solution actuelle dans la plupart des pays en développement est de contenir ces déchets dans des lieux spécifiques appelés les centres d'enfouissements techniques ceinturés d'une barrière étanche protectrice. La migration des lixiviats produits en réaction de biodégradation à l'intérieur des déchets solides enfouis dans ces unités de traitement peut polluer le sol et les eaux souterraines par plusieurs processus de transport des contaminants, causant ainsi de graves problèmes de santé pour les êtres humains. Ainsi, une barrière imperméable est établie en vertu de chaque lieu d'enfouissement pour empêcher la fuite du lixiviat. L'efficacité de ces barrières dépend de leur comportement mécanique, hydraulique et de leurs propriétés d'atténuation et de rétention de la contamination.

Les barrières de sécurité des installations de stockages de déchets (ISD) ou les centres d'enfouissements techniques sont conçus avec des géomatériaux composites (Géosynthétique bentonitique, géomembranes, sol traité à la bentonite et argile). Le choix entre ces solutions sera guidé par des considérations économiques et pratiques comme la disponibilité de matériaux, la facilité de mise en œuvre, le savoir-faire local, etc.

Dans la plupart des pays au monde on exige que le fond et les flancs de l'installation de stockage des déchets (ISD) doivent répondre au minimum à une perméabilité en saturer inférieure à 10^{-9} m/s. De plus, l'angle de frottement recommandé pour les barrières passives des installations de stockage des déchets est de l'ordre de $30^{\circ} \pm 3^{\circ}$.

La barrière d'étanchéité passive par une argile compactée (ou sol sableux-bentonite compacté) et le sol environnant sera trempé et érodé par le lixiviat si une fuite se produit (déchirure de la membrane).

L'affaiblissement des propriétés mécaniques de l'argile compactée dans les zones arides et semi-arides peut affecter la stabilité structurelle des sites d'enfouissement. Une solution au cours des dernières années est l'utilisation des mélanges d'argile avec d'autres types de sols, au lieu des argiles pures qui peuvent être justifié par l'avantage hydromécanique peuvent même devenir dépassant l'exigeant de l'utilisation de ces mélanges.

L'Algérie génère chaque année 10 à 12 millions de tonnes de déchets ménagers. Elle compte 3000 décharges sauvages. On compte 80 % de décharges sauvages, 15 % de décharges contrôlées et 5 % de recyclages respectant les règles environnementales. Malheureusement, ces décharges sont souvent dans des zones agricoles ou naturelles. Ces décharges occupent une surface totale de l'ordre de 150 000 hectares.

L'intérêt porté à l'environnement s'est considérablement développé, et la protection de l'environnement est à présent inscrite dans l'action continue des administrations et des industriels.

On se propose dans ce travail, et dans le but de valoriser les matériaux locaux, d'investiguer la possibilité d'utiliser une barrière ouvragée constituée d'un mélange de sable calcaire concassé et tuf de la région de Laghouat et de bentonite de Maghnia (Tlemcen).

L'objectif principal de cette étude est d'évaluer expérimentalement le comportement hydromécanique de mélanges de bentonite- sable calcaire-tuf, portés à des états de saturation différents et rechercher, en faisant, le mélange optimal satisfaisant en termes de conductivité hydraulique et de résistance pour les barrières de stockage des déchets ménagers et spéciaux.

Organisation du mémoire :

Ce mémoire a été organisé en quatre chapitres :

Le premier chapitre constitue une étude bibliographique sur les installations de stockage des déchets « I.S.D » tout en indiquant les définitions et les classes des déchets selon la réglementation algérienne. Par la suite, les différents matériaux utilisés et les critères fondamentaux pour la réalisation des barrières étanches sont indiqués.

Le deuxième chapitre est composé de quatre parties. On présente dans la première partie, une revue de littérature sur la description de l'état énergétique de l'eau, les relations qui existent entre la pression interstitielle négative et les paramètres d'état du milieu poreux (w , S_r , $e \dots$) (courbe caractéristique sol-eau). La deuxième partie consiste à présenter une revue bibliographique sur les résultats de la perméabilité saturée des mélanges sols-bentonite et la définition de la conductivité hydraulique non saturée ainsi que les méthodes de mesure qui se regroupent en deux familles : méthodes de mesure en régime permanent et en régime non permanent. Pour la troisième partie, une étude paramétrique des facteurs influant sur ce paramètre (conductivité hydraulique) est présentée. Enfin, on complète ce premier chapitre par une quatrième partie où on présente l'étude du comportement mécanique sur des chemins de contraintes, ainsi que les facteurs qui influent sur les caractéristiques mécaniques du mélange sol-bentonite.

Le troisième chapitre présente les résultats des essais de caractérisation chimiques, physiques et mécaniques de la bentonite de Maghnia, le sable calcaire, le tuf et les mélanges bentonite-sable calcaire-tuf. Par la suite, et en se basant sur le critère de conductivité hydraulique saturée, résistance au cisaillement et la résistance à la compression non confinée sous l'effet de l'eau et du lixiviat, on a adopté une formulation optimale pour le mélange bentonite-sable calcaire-tuf qui sera retenu pour la suite de l'étude.

Le quatrième chapitre est consacré à l'étude du comportement hydrique et mécanique du mélange adopté. Deux méthodes de mesure directe de la conductivité hydraulique saturée ont été mises en évidence : mesure à charge variable (parois rigides) à l'eau et au lixiviat

et mesure à charge constante par le dispositif triaxial pour confirmer le mélange retenu (optimal). Par la suite, une corrélation entre les résultats des mesures directes et indirectes (essai œdométrique) de la conductivité hydraulique est réalisée. La région de Laghouat étant une région aride (sud de l'Algérie), les fluctuations de température sont importantes conduisant à des variations de teneur en eau des sols, dans cet objectif, l'étude du comportement sur la Courbe caractéristique sol-eau du mélange adopté est présentée dans la troisième partie. Dans la quatrième partie, des mesures de conductivité hydraulique dans le domaine non saturé ont été réalisées dans des dessiccateurs à solutions salines saturées. La dernière partie présente une étude du comportement mécanique sur chemin de contraintes réalisés par les essais triaxiaux saturés consolidés en conditions drainées (CD) et non drainées (CU) (CU avec mesure des pressions interstitielles) ont été réalisés. On termine ce travail par des conclusions générales qui résument les principaux résultats obtenus. Des perspectives ont été proposées.

Chapiter 1 Installation de stockage des déchets (ISD)

1.1 Introduction

En Algérie, jusqu'à la fin d'année 2001, il y avait d'entrée l'ingénierie et les instruments juridiques à la pratique de la gestion des déchets dans le secteur d'environnement. Actuellement, la situation socio-économique en l'Algérie comme celle des pays en développement sont encore en train de travailler sur l'élimination progressive des décharges ouvertes et à établir les décharges contrôlées. Cela a été confirmé par la déclaration du ministre de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement (Boudjemaa, 2015), ce qui indique que l'Algérie a installé 124 centres d'enfouissement techniques (CET) ou installations de stockage des déchets sur le territoire national.

Au cours des dernières décennies, le mélange de sols grenus avec une quantité adéquate d'argile active (bentonite) est devenu une pratique courante pour fournir des mélanges comme une barrière ouvragée imperméable au fond des installations d'enfouissements (Alkaya et Esener, 2011).

En général, l'aptitude d'un matériau destiné à la construction d'une barrière étanche ou d'un couvercle dépend principalement de la faible conductivité hydraulique, de la durabilité, de la résistance au cisaillement, de la résistance à la compression, de la sensibilité aux dommages par gel-dégel et le changement volumétrique pendant le cycle séchage-humidification (effets de retrait - gonflement faibles et/ou sans incidence), de la résistance aux intempéries et de la compatibilité chimique avec le lixiviat (Boulanger, 2015).

Dans ce chapitre, on présente en premier lieu, des généralités sur la gestion des déchets et les installations de stockage de déchets (ISD), ainsi que des définitions et classes des déchets selon la réglementation algérienne. Par la suite, on présente les différents matériaux utilisés et les critères fondamentaux pour la réalisation des barrières étanches. Finalement, dans ce chapitre, la bentonite étant l'argile qui constitue le matériau de base pour la réalisation des fonds des installations de stockage de déchets, on présente les propriétés de cette argile et aussi la revue de littérature sur son comportement d'hydratation.

1.2 Généralités sur les Installations de Stockage de Déchets (ISD)

La nature et les caractéristiques des déchets imposent une mise en œuvre et un traitement spécifique aux risques associés. La classification des ISD est donc faite en fonction de la nature des déchets (Saadi, 2003). Donc, avant de présenter les définitions des ISD, il est nécessaire de présenter les définitions juridiques des différents types des déchets, ainsi que leurs classes selon la réglementation algérienne qui dépendent de leurs natures et de leurs toxicités.

1.2.1 Différents déchets produits en Algérie

1.2.1.1 Définition

Sur le *plan environnemental*, on englobe sous le terme « déchets » tous les déchets solides, liquides et gazeux.

Sur le *plan juridique*, l'article 3 de la Loi 01-19 (2001) relative à la gestion, au contrôle et à l'élimination des déchets, définit un déchet comme- tout résidu d'un processus de production, de transformation ou d'utilisation. Les définitions des différents types de déchets sont comme suit :

- ✓ **Déchets inertes** : tous déchets provenant notamment de l'exploitation des carrières, des mines, des travaux de démolition, de construction ou de rénovation, qui ne subissent aucune modification physique, chimique ou biologique lors de leur mise en décharge, et qui ne sont pas contaminés par des substances dangereuses ou autres éléments générateurs de nuisances, susceptibles de nuire à la santé et/ou à l'environnement.
- ✓ **Déchets ménagers et assimilés** : tous déchets issus des ménages ainsi que les déchets similaires provenant des activités industrielles, commerciales, artisanales et autres qui, par leur nature et leur composition, sont assimilables aux déchets ménagers.
- ✓ **Déchets spéciaux** : tous déchets issus des activités industrielles, agricoles, de soins, de services et toutes autres activités qui, en raison de leur nature et de la composition des matières qu'ils contiennent, ne peuvent être collectés, transportés et traités dans les mêmes conditions que les déchets ménagers et assimilés et les déchets inertes.
- ✓ **Déchets spéciaux dangereux** : tous déchets spéciaux qui, par leurs constituants ou par les caractéristiques des matières nocives qu'ils contiennent, sont susceptibles de nuire à la santé publique et/ou à l'environnement.

Les déchets classés interdits sont susceptibles de générer des risques pour la santé et la sécurité publique. On cite parmi eux :

- ✓ Les déchets contaminés provenant des hôpitaux ;
- ✓ Les déchets infectieux ou anatomiques ;
- ✓ Les matières non refroidies qui peuvent provoquer des incendies ;
- ✓ Les déchets liquides mêmes en récipient clos ;
- ✓ Les déchets radioactifs ou explosifs.

1.2.1.2 Classification

Le décret exécutif n° 06-104 correspondant au 28 février 2006 dans la loi algérienne relative a déterminé la nature des déchets et le degré de dangerosité, au contrôle et à l'élimination des déchets, et donne la classification suivante :

- ✓ Selon leur nature physico-chimique ;
- ✓ Selon le mode de traitement et d'élimination ;
- ✓ Selon le comportement et les effets sur l'environnement ;
- ✓ Selon l'origine;
- ✓ Selon le mode d'enlèvement des déchets.

Les déchets urbains comprennent une masse hétérogène de matériaux qui varie considérablement (selon la source et le temps en particulier), leur composition physique est définie en regroupant les constituants en catégorie présentant une certaine homogénéité (Aina, 2006).

Quant à Aran (2001), il propose de caractériser les déchets organiques en fonction de leur vitesse de dégradation. Pour cela, il distingue trois classes :

- ✓ Les déchets rapidement dégradables : déchets verts, fruits et légumes, matières animales, etc.
- ✓ Les déchets assez rapidement dégradables : boues, graisses, etc.
- ✓ Les déchets lentement dégradables : papier, carton, bois, etc.

1.2.2 État des lieux de la gestion des déchets

1.2.2.1 Production des déchets

En Algérie, 24,106 millions de tonnes de déchets ont été produites en 2014, dont les détails sont présentés dans l'Annexe (Annexe : 1). De même, l'Algérie génère annuellement 12 millions de tonnes de déchets ménagers et assimilés (a annoncé, 2/23/2017 à Tizi Ouzou, Karim Oulmane, Directeur général de l'Agence nationale des déchets (AND)).

La quantification de composition des déchets urbains solides est essentielle pour une planification du système de gestion et par conséquent des installations de stockages de déchets, maillon ultime de toute filière de traitement. À noter que le ratio de production par habitant est variable suivant les pays et les villes (Aina, 2006) comme le montre le tableau 1:1.

Tableau 1:1 Comparaison de la composition de déchets dans des pays arabes.

Composant	ALGERIE Kehila, (2014)	TUNISIE Bouaoun, (2014)	MAROC Perkins et al., (2014)	YEMEN Al-Mahdi, (2014)	EGYPT Zaki, (2014)	JORDAN Alhyasat, (2014)	LEBANON Rizkallah, (2014)
Matière organique (%)	62,1	68	65	65	56	50	52,3
Plastique (%)	12	11	10	10	13	16	11,5
Carton et papier (%)	9,4	10	10	7	10	15	16
Verre (%)	1,6	2	3	1	4	2	3,5
Métaux (%)	1,4	4	4	6	2	1,5	5,5
Autres déchets inorganiques (%)	13,5	5	8	11	15	15,5	11
Total en Millions Tonnes/an	10,3	2,42	6,85	24,5	21	2,07	2,04
Population (2012)	37 078 280	10 778 000	32 758 077	24 558 866	84 748 160	6 388 000	5 105 624
Total en kg/hab/an	275	225	209	144	247	325	399
Total en kg/hab/j	0,753	0,616	0,752	0,394	0,676	0,890	1,093

Le tableau 1:1 synthétise la composition de déchets urbains dans quelques pays arabes, les taux enregistrés sont globalement similaires d'un pays à l'autre. Généralement, dans les villes des pays en voie de développement, la composition des déchets reste prédominante par les déchets organiques d'origine alimentaire.

Les différences de production spécifique en fonction de plusieurs facteurs (le niveau de vie, le mode de vie des citoyens, le climat...etc), dont le plus essentiel reste la croissance démographique. Ceci est prouvé par une étude réalisée par le MATE (2005) sur l'état de l'environnement en Algérie, il est indiqué que la production de déchets par habitant dans les grandes villes est passée de 0,76 kg/jour en 1980 à 0,9 kg/jour en 2002, pour arriver à 1,2 kg/jour en moyenne en 2005. Par contre, dans les

viles moyennes est passée de 0,5 kg/jour en 1980 à 0,6 kg/jour en 2002, pour arriver à 0,8 kg/jour en moyenne en 2005.

À titre d'exemple, durant l'année 2013, la direction de l'environnement de la ville de Laghouat a estimé l'augmentation de la quantité des déchets produits (Ordures Ménagères et Assimilées) de 31663 tonnes/an en 2011 à 42524 tonnes/an en 2013, soit une croissance de 25,5% pour cette période (tableau 1:2). La production moyenne d'ordures ménagères par habitant dans la ville de Laghouat est de 0,6 kg/jour. De plus, les matières organiques peuvent être analysées à 76%, tandis que le papier, le carton, le plastique, le métal et le verre, ils représentent 24% du poids des déchets.

Tableau 1:2 Quantité de déchets dans le CET de la wilaya de Laghouat (Direction de l'environnement-Laghouat, 2013).

Organisme / Année	2011	2012	2013
L'assemblée populaire communale (APC) : Laghouat, Khneg et Benacer benchohra.	31570,04	33759,54	39308,14
Organismes publics : Impôt, Hôpital, Wilaya, CNAS et Sonatrach Timzirt.	20,88	178,937	1054,933
Organismes privés	72,33	101,97	2161,09
Total (tonnes/an)	31663,25	34040,45	42524,163

Généralement, l'augmentation substantielle des déchets dans les villes Algériennes a entraîné, sous la double pression de la croissance démographique et la sursaturation des infrastructures urbaines, un total dysfonctionnement des modes de gestion des services chargés de la gestion des déchets.

1.2.2.2 Élimination des déchets

L'élimination des déchets, s'insère dans le système de gestion des déchets, qui à son tour s'inscrit dans la Stratégie Nationale Environnementale (SNE) (Figure 1:1), ainsi que dans le Plan National d'Actions Environnementales et du Développement Durable (PNAE-DD) qui s'est concrétisé par la promulgation de la loi 01-19 (2001) relative à la gestion, au contrôle et à l'élimination des déchets, traitant des aspects inhérents à la prise en charge des déchets.

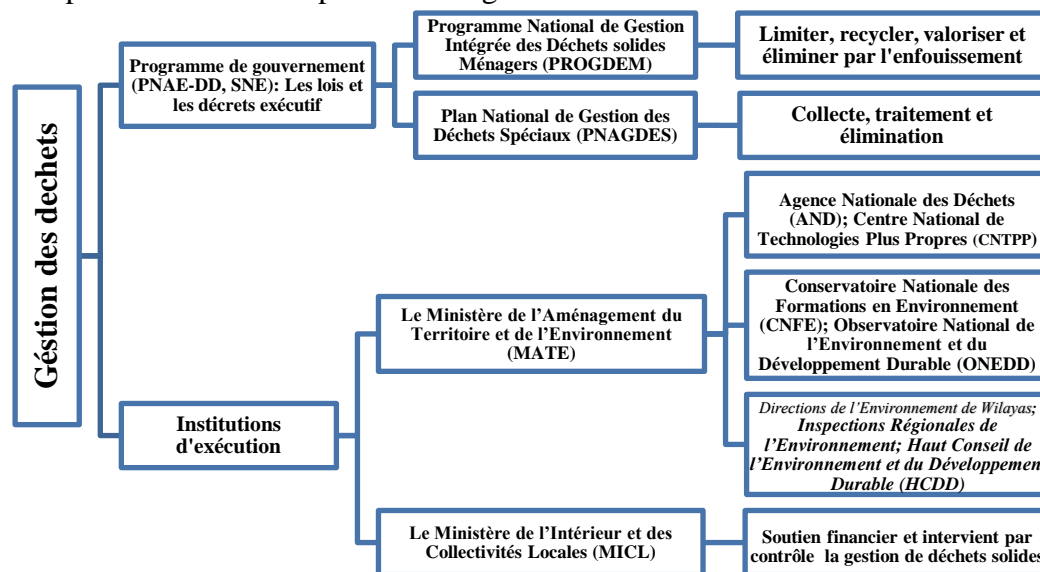


Figure 1:1 Schéma général de la gestion des déchets en Algérie (Ministère de l'aménagement du territoire et de l'environnement (MATE)).

La gestion des déchets consiste en toute opération relative à la collecte, au tri, au transport, au stockage, à la valorisation et à l'élimination des déchets, y compris le contrôle de ces opérations.

La gestion des déchets solides urbains dans les villes algériennes pose des problèmes tels que l'absence de tri à la source favorise le tout à la décharge, les filières de valorisation des déchets ne sont pas encore maîtrisées et l'incinération n'est pas appropriée compte tenu de son coût assez élevé (150 à 200 €/T) et du fort taux d'humidité des déchets (plus 60% des déchets organiques). De plus, le rendement énergétique d'un incinérateur est faible bien qu'il soit a priori supérieur à celui d'une ISD.

La principale filière d'élimination des déchets reste à ce jour la mise en décharge. Les déchets destinés à l'élimination sont mis en décharges sauvages à 50 %, brûlés à l'air libre dans des décharges publiques ou communales non contrôlées (à raison de 30 %), en décharge contrôlée ou les ISD (15%) (ONS, 2015). Le nombre de décharges sauvages est passé de 2 000 en 1980 à 3 000 en 2009 sur le territoire national dont 350 au niveau des 40 grandes villes du pays. Par contre, les quantités destinées à être valorisées sont trop faibles : seulement 4 % par recyclage et 1 % par compostage (ONS, 2015).

Le tableau 1:3 contient des données relatives à plusieurs pays de l'Union européenne comparés par rapport à l'Algérie. L'ensemble du processus d'élimination des déchets municipaux varie d'un pays à l'autre. La situation de la production des déchets en Algérie est faible que celle les pays industriels.

Tableau 1:3 Production et gestion des déchets municipaux dans les pays européens et en Algérie (Sarsby, 2013).

Pays	Les déchets générés (kg / personne / an)	Processus de gestion des déchets utilisé (%)			
		Enfouissement	Recyclage et compostage	Incinération	Décharges sauvages et non contrôlées
Belgique	480	6	59	35	0
République tchèque	310	74	16	10	0
Danemark	830	4	44	52	0
France	530	32	34	34	0
Allemagne	580	1	67	32	0
Grèce	450	82	18	0	0
Lituanie	350	90	10	0	0
Pays-Bas	610	1	67	32	0
UK	520	48	42	10	0
Algérie (ONS, 2015)	275	15	5	0	80

Dans le PROGDEM prévoit à terme, de la réalisation des décharges contrôlées pour toutes les agglomérations de plus de 100 000 habitants, ainsi que la réhabilitation de toutes les décharges existantes. Les collectivités locales éprouvent encore beaucoup de difficultés dans la collecte, le transport et le traitement de ces déchets, malgré les efforts déployés.

L'objectif pour 2020 est d'augmenter le taux de recyclage global et par matière, d'éradiquer les décharges sauvages (Kehila, 2014). Dans le futur, même si les procédés de tri, recyclage, compostage sont optimisés au maximum, les ISD resteront indispensables. Ces derniers aspects sur les ISD, seront traités avec plus de détails un peu plus loin.

1.2.2.3 Centres d'enfouissement technique (CET) en Algérie

D'après le Ministère de l'aménagement du territoire et de l'environnement MATE (2005), un CET est une installation (classée) qui réceptionne les déchets pour les enfouir dans des fosses appelées « Casiers d'enfouissement ». Le CET est composé de :

- ✓ Une zone de service où le contrôle, l'admission et la pesée des déchets se font. Cette zone abrite également les bureaux, vestiaires et autres locaux ;
- ✓ La zone d'enfouissement qui comporte les casiers d'enfouissement et la station de traitement des lixiviats (liquides émanant des déchets).

En Algérie, au sens de l'article 3 du décret exécutif n° 04-410 correspondant au 14 décembre 2004 fixant les règles générales d'aménagement et d'exploitation des installations de traitement des déchets et les conditions d'admission de ces déchets au niveau de ces installations. Sont qualifiées d'installations de traitement des déchets toutes installations destinées à la valorisation, au stockage et à l'élimination des déchets, notamment :

1.2.2.3.A CET de Classe I : Déchets spéciaux

Catégories de déchets admissibles : En plus des déchets urbains et banals, ces décharges sont habilitées à recevoir certains déchets industriels spéciaux. Ainsi sont admis dans ces CET de classe I :

- ✓ Les déchets industriels spéciaux de *catégories A* qui sont : les résidus de l'incinération ; les résidus de la sidérurgie : poussières, bous d'usinage ; les résidus de forages ; les déchets minéraux de traitement chimique : sels métalliques, sels minéraux, oxydes métalliques.
- ✓ Les déchets de *catégories B* qui sont : Les résidus de traitement d'effluents industriels et d'eaux industrielles, de déchets ou de sols pollués ; les résidus de peinture : déchets de peinture solide, de résine de vernis ; les résidus de recyclage d'accumulateurs et de batteries : par exemple les résidus d'amiante ; les réfractaires et autres matériaux minéraux usés et souillés.

Nombre de sites en Algérie (Kehila, 2014) : (03) Centres d'Enfouissement Technique de classe I (phase finale d'étude), le 1^{er} situé dans la région de Tébessa (Nord – Est), le 2^e dans la région de Sidi Bel Abbes (Ouest) et le dernier un centre d'enfouissement de déchets de l'usine ALZINC de Gha-zaouet (Tlemcen) pour l'enfouissement de plus de 500.000 tonnes de boues de lixiviation de zinc

1.2.2.3.B CET de Classe II : Déchets Ménagers et Assimilés

Catégories de déchets admissibles : qui sont acceptés sur ces centres les déchets ménagers et assimilés. Les déchets admissibles dans ces décharges sont :

- ✓ Ordures ménagères ;
- ✓ Déchets ménagers encombrants ;
- ✓ Déblais et gravats ;
- ✓ Déchets commerciaux, artisanaux et industriels banals assimilables aux ordures ménagères ;
- ✓ Déchets d'origine agricole ne présentant pas de danger pour la santé humaine et l'environnement ;
- ✓ Pneumatiques ;
- ✓ Cendres et produits d'épuration refroidis résultants de l'incinération des ordures ménagères ;
- ✓ Boues en provenance de l'assainissement urbain.

Nombre de sites en Algérie (Boujemaa, 2015) : 124 Centres d'enfouissement technique.

1.2.2.3.C CET de Classe III : Déchets inertes

Ce sont les installations de stockage recevant essentiellement des déchets inertes. Ces décharges de la classe III, ne reçoivent que les déchets inertes d'origine domestique comme les déchets issus du bricolage familial qui peuvent également être stockés dans les décharges de classe II et les déblais et gravats qui peuvent également être stockés dans les décharges de classe II. Ils reçoivent aussi les déchets de chantiers et les déchets de carrière.

1.3 Stockage des déchets

Le terme de stockage contient a priori, la possibilité de récupérer le déchet stocké au moment où, les conditions techniques ou économiques ayant évolué, le caractère ultime du déchet aura disparu et pourra de nouveau faire l'objet d'un traitement.

Les casiers de stockage géologique nécessitent une approche pluridisciplinaire. Ils contiennent trois phases en interaction : liquide, solide et gazeuse. En général, la phase solide est prise en charge par les géotechniciens, la phase fluide par les hydrologues. Selon l'interaction des phases solide-liquide des déchets et leur perméabilité, les ISD sont répartis en trois classes suivant la législation Algérienne (tableau 1:4).

Tableau 1:4 Différentes classes de stockages (MATE, 2013).

Catégorie	Déchets admissibles	Perméabilité K	Caractérisation du site
CET ou ISD de Classe I	Déchets spéciaux et Industriels	$K_{sat} < 10^{-9}$ m/s Sur 5m Site imperméable K_{sat} : conductivité hydraulique	1. Fond imperméable, 2. Conception de l'alvéole garantissant les écoulements vers un point bas ; 3. Implantation d'un ouvrage, de contournement évitant l'entrée des eaux superficielles ; 4. Couverture en pente, favorisant le ruissellement.
CET ou ISD de Classe II	Ordures ménagères et déchets assimilés	$K_{sat} \leq 10^{-9}$ m/s Sur 1m Site imperméable	1. Capacité du site à s'assurer une épuration des lixiviats ; 2. Infiltrations modérées écoulements vers un point bas ; 3. Protection des eaux souterraines contre les risques de pollution.
CET ou ISD de Classe III	Déchets inertes	Site perméable $K_{sat} \leq 10^{-6}$ m/s sur 1m	Pas d'étanchéité au fond et en couverture.

Le concept de stockage s'appuie généralement sur trois niveaux de sécurité (Figure 1:2) :

- ✓ Le déchet (sélectivité accrue, caractère ultime, normes d'admissions) ;
- ✓ Le drainage des lixiviats dans les alvéoles de stockage et leurs traitements ;
- ✓ L'étanchéité des casiers (géomembrane, géotextile, sable, gravier et l'argile compactée).

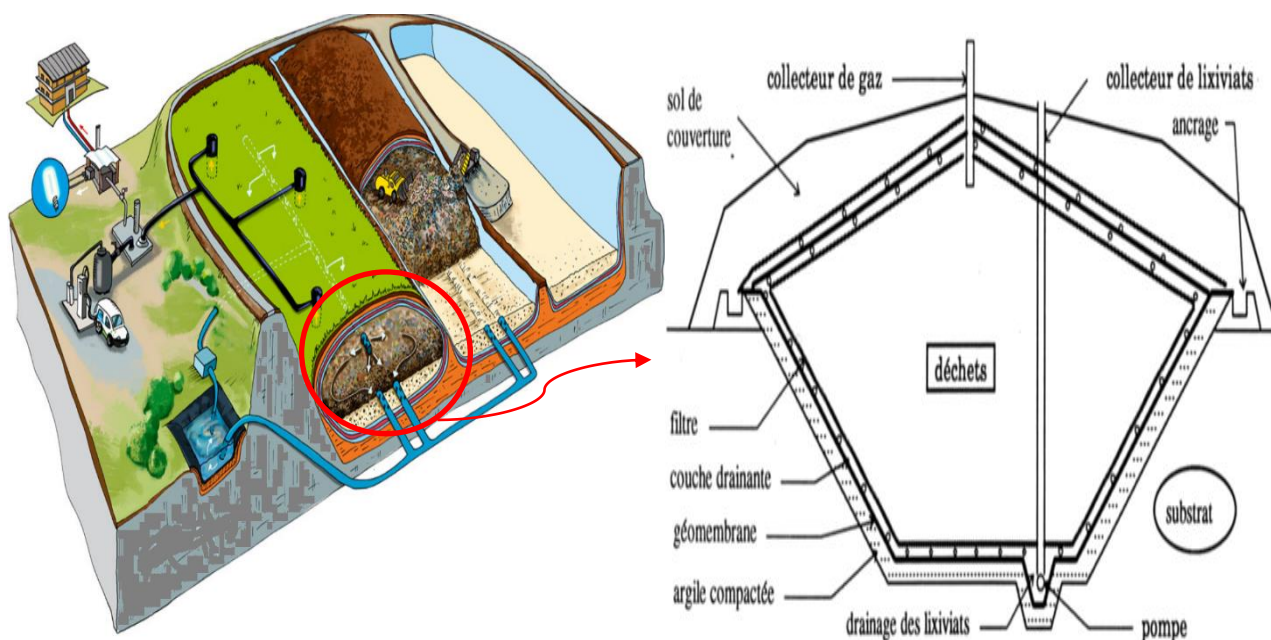


Figure 1:2 Les casiers de stockage des déchets (Barral, 2008).

1.3.1 Principe de stockage dans les ISD

L'objectif actuel du stockage est d'assurer un confinement efficace et suffisamment durable des déchets ainsi qu'une maîtrise adaptée des deux types d'effluents générés, les lixiviats et/ou le biogaz, qui sont à l'origine des principaux impacts environnementaux et sanitaires des décharges.

Dans le monde, jusque dans les années 80 la majorité des décharges était basée sur le concept « diluer et atténuer » pour le stockage déchets. Celui-ci consistait à laisser migrer les lixiviats au travers de plusieurs strates non saturées du sol (chaque 1m de profondeur) et permettre ainsi aux polluants de se diluer puis d'atténuer leur caractère dangereux grâce aux processus biologiques et physico-chimiques ayant lieu au sein des différentes couches de sol (Figure 1:3). Cette méthode est adoptée par le MATE au centre d'enfouissement technique Classe II.

Le dépôt de déchets doit être, dans un délai de 48 heures et si possible le jour même, recouvert de sol sur une épaisseur de 10 à 30 cm. Le volume de sol de recouvrement nécessaire pour l'exploitation du casier représente 10% du volume total des déchets à enfouir. Il faut éviter d'employer des sols qui se fendillent par temps sec et qui forment une boue liquide par temps de pluie.



Figure 1:3 Préparation d'une couche de recouvrement – CET de Laghouat.

Le principe de confinement des déchets a succédé au concept "diluer et atténuer". Dans celui les lixiviats n'ont plus de vocation à migrer au-delà des limites du site. La quantité de polluant traversant les barrières doit être extrêmement faible (Barral, 2008). En outre, le processus optimal de la biodégradation des ordures ménagères correspond une densité apparente d'environ 0,8 t/m³ (sarsby, 2013).

1.4 Lixiviats

1.4.1 Définition

Un lixiviat est un liquide issu du contenu du déchet et de l'infiltration des eaux de pluie lors de la mise en place d'une ISD. Un lixiviat est un mélange de composition complexe et variable difficile à reproduire au laboratoire. Cette composition varie suivant l'origine du lixiviat.

En Algérie, les lixiviats représentent une grande part de la pollution liée à un ISD. Contrairement au biogaz, qui est aisément dispersé dans l'atmosphère, les lixiviats de par leur nature liquide, sont une source concentrée de polluants. Dans cette étude, nous nous intéresserons uniquement à l'impact des lixiviats.

1.4.2 Compositions des lixiviats

La composition des déchets enfouis, leur degré de décomposition, leur taux d'humidité et l'âge de la décharge sont les principaux paramètres influençant la composition du lixiviat. Tableau 1:5 montre la fourchette des valeurs obtenues pour 35 paramètres de lixiviat à partir d'une compilation de 48 sources de données publiées sur les ISD.

Tableau 1:5 Composition du lixiviat (Gettinby, 1999).

Paramètre	Plage totale (mg/l)
Aluminium	0,27 – 2,7
Azote ammoniacal	0-3000
Alcalinité	0 – 20 850
Arsenic	0,021 – 0,13
DBO ₅ (Demande Biologique en Oxygène)	2,0 – 57 700
Bore	4,2 – 7,4
Cobalt	0,01 – 95
Cadmium	0,001 – 17,0
Calcium	5-7200
DCO (Demande Chimique en Oxygène)	2500 – 89
Chlorure	4,7 – 4816
Chrome	0,002 – 18
Conductivité (<i>u S/cm</i>)	400 à 50 000
Cuivre	0 – 9,9
Fluorure	de 0,27
Fer	0,09 – 2500
Plomb	0 – 12,3
Magnésium	13,3 – 15 600
Manganèse	0,06 – 1400
Mercuré	0,002 – 19,5
nickel	0,002 – 79
Nitrate	0 à 1300
Nitrite	0 – 25
pH	3,7-9,1
Phosphore	0 – 154
Potassium	2,8 – 3770

Silice	12 – 34
Sodium	0 – 7700
Strontium	0,94 – 72
Sulfate	1 – 2000
Sulfure	0 à 30
Solides en suspension	0 – 700
CTO consommation totale d'oxygène	0 – 28 500
Total des solides dissous	0 – 44 900
Zinc	0 – 1000

Les lixiviats ne peuvent être rejetés dans le milieu naturel qu'après traitement et sous réserve que leur composition respecte les valeurs réglementaires de rejets. Si lixiviat non traité est directement rejeté dans un cours d'eau, les microorganismes vont absorber l'oxygène de l'eau pour compléter la décomposition organique, et à moins que la dilution ne permette de faire face à cette demande d'oxygène. D'autre part, une fois que les eaux souterraines sont polluées par ces contaminants, elles peuvent ne plus convenir comme source d'eau potable pendant de nombreuses années. Le plus souvent, le traitement des lixiviats est assuré dans une station d'épuration collective, urbaine ou industrielle après une vérification préalable que celle-ci est apte à les traiter sans nuire à la qualité des boues d'épuration (Figure 1:4).

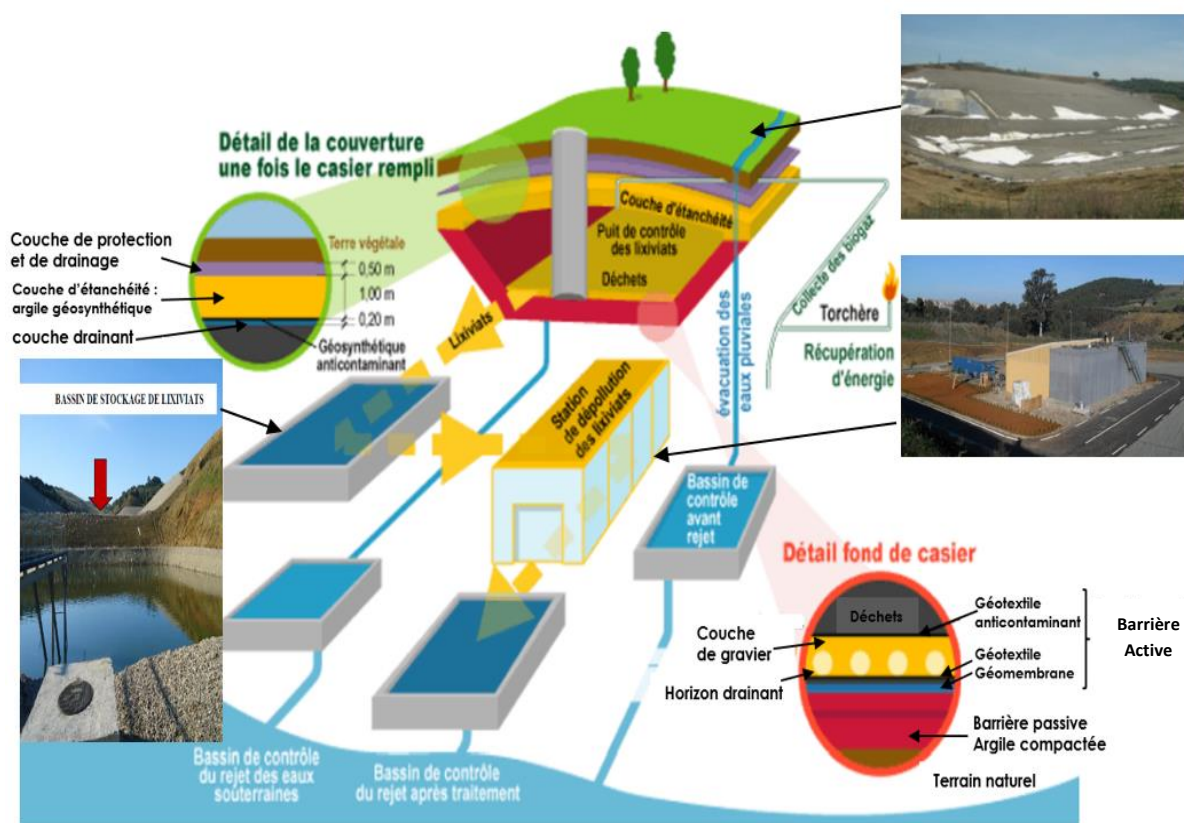


Figure 1:4 Schéma général d'un ISD classe II avec des barrières d'étanchéités (Loÿe, 2013).

1.5 Critères d'étanchéité des ISD

Le perfectionnement de la sécurité des installations de stockage des déchets passe nécessairement par l'optimisation de l'aménagement du fond et des flancs. Ainsi, une couche imperméable est établie en vertu de chaque site d'enfouissement pour empêcher la fuite de lixiviat hors des sites d'enfouissement (Touze-Foltz et al., 2006).

Le confinement des déchets dans l'ISD est réalisé au moyen de deux barrières, l'une passive (naturel) et l'autre active (artificielle). Les aménagements (couches drainantes, imperméabilisation du fond et des flancs...etc) permettent la collecte des flux en vue de leur traitement. Généralement, il n'y a pas d'isolation totale par rapport aux précipitations météoriques afin de permettre l'évolution du déchet et l'atteinte d'un objectif d'un flux résiduel (Guyonnet et al., 1998) (Figure 1:4).

1.5.1 Barrière en couverture des ISD

Les couvertures des installations de stockage de déchets dangereux ou non sont réalisées par la méthode du multicouche associant des fonctions d'étanchéité et de drainage. La couverture des ISD classe II dépend du type de confinement et la norme du pays. En effet dans le cas du stockage de déchets biodégradables, une couverture dite "semi-perméable" sera généralement mise en place. Dans cette barrière, la capacité au champ des déchets serait atteinte rapidement et permettrait ainsi l'évacuation d'une grande proportion de contaminant par le biais du système de drainage des lixiviats (Schrefler et Delage, 2001). Ce type de couverture se compose de haut en bas par (Figure 1:5) :

- ✓ Une couche de terre végétale permettant de favoriser l'évapotranspiration ;
- ✓ Une couche drainante collectant les eaux de ruissellement ;
- ✓ Une couche d'au moins un mètre de matériau ayant une conductivité hydraulique $k \approx 10^{-9}$ m/s, permettant de limiter l'infiltration de l'eau dans les déchets sans l'empêcher totalement (Baral, 2008) ;
- ✓ Une couche drainante munie de collecteurs permettant de collecter les biogaz produits par la biodégradation des déchets.

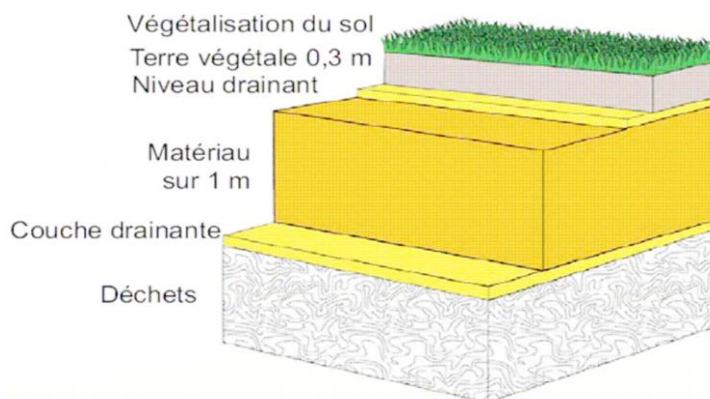


Figure 1:5 Barrière en couverture des ISD Classe II.

En Algérie, pour les ISD classe I, une couverture imperméable devra être mise systématiquement en œuvre empêchant les infiltrations d'eau dans le massif de déchets à l'aide d'une géomembrane d'une conductivité hydraulique $k < 10^{-11}$ m/s, munie de son système de protection (géotextiles anti-poinçonnant) et une couche d'au moins un mètre d'argile compactée ou sol sableux-bentonite compacté dont la conductivité hydraulique k est inférieure à 10^{-9} m/s.

1.5.2 Barrière active (en fond et en talus)

Dans l'ISD classe I et II, une barrière de sécurité active assure son indépendance hydraulique, le drainage et la collecte des lixiviats (Figure 1:4) (MATE, 2005). La barrière de sécurité active est constituée d'un dispositif d'étanchéité-drainage par géosynthétique comprenant de bas :

- ✓ Un géotextile de protection de la géomembrane ;
- ✓ Une géomembrane en PEHD de 2 mm d'épaisseur ;
- ✓ Un géotextile de protection de la géomembrane,
- ✓ Un réseau de drains de collecte des lixiviats,
- ✓ Une couche drainant de 0,50 m d'épaisseur en matériau granulaire siliceux naturel, de conductivité hydraulique supérieure ou égale à 10^{-4} m/s.

La géomembrane doit être étanche, compatible avec les déchets stockés et mécaniquement acceptables au regard du projet de la géotechnique. Sa mise en place doit en particulier conduire à limiter autant que possible toute sollicitation mécanique en traction et en compression dans le plan de pose, notamment après stockage des déchets.

1.5.3 Barrières passives

Généralement constituée d'une couche d'argile compactée (ou mélange sable/bentonite) imperméable plus ou moins épaisse selon la nature des déchets, qui est l'écran, non sollicité pendant la vie normale de l'exploitation, mais qui sert de « rempart extrême » et qui minimise les effets sur l'environnement (l'eau souterraine) en cas de défaillance des dispositifs d'étanchéité active et de drainage (d'où l'appellation de système passive) (Figure 1:6).

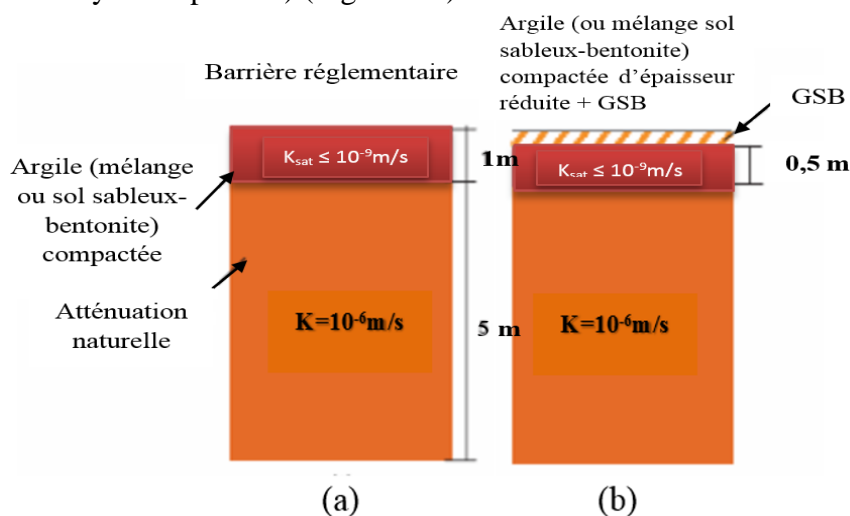


Figure 1:6 Différentes couches d'une barrière passive : (a) argile compactée ou un mélange sol sableux-bentonite compacté, (b) un géosynthétique bentonitique (GSB) sur une argile (ou un sol sableux-bentonite) compactée (Demdoum et al., 2016b).

La barrière de sécurité passive est constituée, de bas en haut :

- ✓ Soit par le terrain naturel présentant une conductivité hydraulique inférieure à 1×10^{-6} m/s sur au moins 5 m d'épaisseur (Figure 1:6a) ;
- ✓ Soit par les matériaux de la verse criblés et compactés de manière à obtenir une couche de 5 m d'épaisseur minimums présentant une conductivité hydraulique inférieure à 1×10^{-6} m/s ;
- ✓ Sur le fond et les flancs jusqu'en haut des talus du casier, par une couche de 1 m d'épaisseur minimum présentant une conductivité hydraulique inférieure ou égale à 1×10^{-9} m/s, constitué par des matériaux provenant du site et traité à la bentonite. Soit une épaisseur réduite de 0.5m placé sous un géosynthétique bentonitique (GSB) (Figure 1:6b).

Les GSB sont formées d'une couche d'environ 5 kg/m^2 de bentonite sèche (répartie sur 1 m^2), contenant ou pas une colle soluble à l'eau, qui est placée sur un support constitué d'un géotextile (géotextiles bentonitiques) ou d'un géofilm (géofilms bentonitiques) (épaisseur $e \leq 1 \text{ mm}$) (Comité français des Géosynthétique, 2011). Lorsque la barrière primaire en GSB hydrate par absorption d'humidité du sol adjacent, elle peut avoir une très faible conductivité hydraulique. Si la barrière secondaire est naturelle ou construite à l'aide du sol approprié et compactée correctement, elle peut avoir aussi une faible conductivité hydraulique. En plus de contrôler la fuite de lixiviat et la diffusion des contaminants chargée dans le lixiviat.

Dans la plupart des cas, les GSB ne remplaçant pas les systèmes de barrière passive complets, mais ils sont installés comme ajout ou remplacement d'une partie d'un système de barrière (c'est-à-dire des composants dans un système de barrière doublée ou non) (Sarsby, 2013).

1.5.4 Critères des barrières naturelles

Le souci d'obtenir un remblai très imperméable à l'aide d'un géomatériau d'une excellente stabilité à long terme a conduit à choisir les argiles comme constituants de base des barrières étanches. Ces argiles qui, à l'état compacté, sont hautement imperméables sont capables d'un gonflement au contact de l'eau et, de ce fait, autocolmatantes. Cependant, les argiles naturelles ne sont pas toujours disponibles sur place et d'autres matériaux doivent être considérés. Dans de telles circonstances, l'utilisation constructive d'un mélange de bentonite et matériaux sableux locaux peut générer d'importants avantages économiques et environnementaux.

Le matériau doit d'abord être identifié et répondre aux critères principaux de nature, d'ouvrabilité et de perméabilité. Les critères géotechniques imposés par les réglementations algériennes (MATE, 2013) et européennes (Agency Environment, 2011) pour les barrières passives sont présentés dans le tableau 1:6.

Tableau 1:6 Identification des sols pour les barrières passives (EPA, 2008 ; MATE, 2013 ; Agency Environment, 2011).

Critères	Réglementation Algérienne	Réglementation Européenne	Norme Américaine
Nature	Teneur en argile $> 10\%$ Teneur en gravier (20mm) $\leq 15\%$	Teneur en argile entre 10 et 20% Teneur en gravier (25-30mm) entre 20 et 30%	Teneur en argile ou limon entre 15 et 20% Teneur en gravier $\leq 10\%$
Ouvrabilité	$10\% \leq$ Indic de plasticité $I_p \leq 65\%$ Limite de liquidité $w_L \leq 90\%$	$11\% \leq I_p \leq 30\%$ $w_L \leq 80\%$	$10\% \leq I_p \leq 30\%$
Perméabilité	$k_{\text{sat}} \leq 10^{-9} \text{ m/s}$	$k_{\text{sat}} \leq 10^{-9} \text{ m/s}$	$k_{\text{sat}} \leq 10^{-9} \text{ m/s}$
Gonflement	Un potentiel de gonflement qui assure un bon contact avec le sol d'accueil et permet le remplissage des vides et fissures existantes ou qui se développeront a posteriori.		

Les réglementations algérienne, française et américaine intègrent des seuils de perméabilité pour les différentes installations de stockage de déchets dangereux et non dangereux. Le tableau 1:7 présente les grandes lignes de ces réglementations (Derras, 2011) et montre la diversité qui existe entre les différents pays. Les sols de l' I_p est très élevé (≥ 30 à 40%), sont collants et difficiles à travailler. De plus, les sols à I_p élevé forment des mottes dures lorsque les sols sont secs et difficiles à décomposer pendant le compactage.

Tableau 1:7 Réglementations pour l'étanchéité des fonds des installations de stockage des déchets (ISD) (Derras, 2011)

Normes	Fond des ISD classe I	Fond des ISD classe II
<p>Norme Algérienne Guide pour la conception de CET</p>		
<p>Norme FRANÇAISE - Arrêté du 18 décembre 1992 ; - Arrêté du 9 septembre 1997</p>		
<p>Norme Américaine Environment Protection Agency (EPA, 2008)</p>		

1.5.5 Bentonite

La bentonite est une argile ductile très colloïdale formée par l'altération des cendres volcaniques in situ. Elle est largement distribuée dans les sédiments du Crétacé et du Tertiaire, comme dans la région du Golfe et les États des Hautes Plaines en Amérique du Nord, en Europe centrale et méridionale, en Afrique du Nord, au Moyen-Orient et en Asie de l'Est.

Les bentonites sont majoritairement composées de smectite (de type 2:1 (SiO₄- AlO₆- SiO₄)) et plus particulièrement de montmorillonite, ayant une taille de ≤ 20 μm. Dans leur état naturel, la plupart des gisements de bentonite sont hétérogènes ; ils sont constitués de montmorillonite mélangée (ou dite "interstratifiées") avec l'illite et/ou la kaolinite et d'autres minéraux (M'bodj et al., 2004 ; Laribi et al., 2005).

Les bentonites de haute qualité peuvent contenir jusqu'à 80% de montmorillonite. La part restante étant constituée d'autres minéraux tels que le quartz, les feldspaths, les carbonates ... etc. La surface spécifique de la montmorillonite est 749 m²/g (Tournassat et Appelo, 2011). En bentonite, la surface spécifique est moins et peut être évaluée sur la base du contenu de montmorillonite.

1.5.5.1 Microstructure de la bentonite

Différents auteurs ont mis en évidence trois niveaux d'organisation dans les systèmes structuraux des montmorillonites. Nous avons repris sur la figure 1:7 la présentation des différents niveaux d'organisation selon l'échelle d'observation proposée par Pluart (2002). Le composant le plus dominant dans toutes les argiles c'est le feuillet. Les feuillets sont les unités structurales de base définissant la nature minéralogique, l'appartenance au type d'argile, les propriétés physico-chimiques ainsi que le comportement macroscopique.

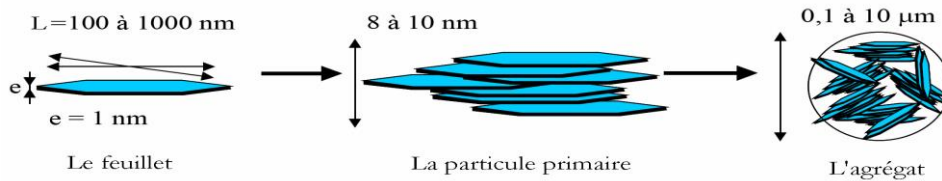


Figure 1:7 Structure multiéchelle de la montmorillonite (Pluart, 2002).

Les minéraux argileux présents dans la montmorillonite sont des aluminosilicates, présentant une structure en feuillets de cristal (Figure 1:8a). Sa structure cristalline est constituée d'une seule couche octaédrique (O) et deux couches de tétraédrique (S), qui sont symétriquement entourées de sorte qu'à la forme des feuilles de cristal (Figure 1:8c). Les sommets des tétraèdres se confondent avec les hydroxyles du feuillet octaèdre pour former la couche élémentaire de la montmorillonite (T-O-T) (Figure 1:8b). La couche élémentaire à une épaisseur d'environ 10 Å (Mitchell, 1993). Une seule feuille de cristal de montmorillonite est constituée de 15 à 20 couches élémentaires (Jasmund et Lagaly, 1993).

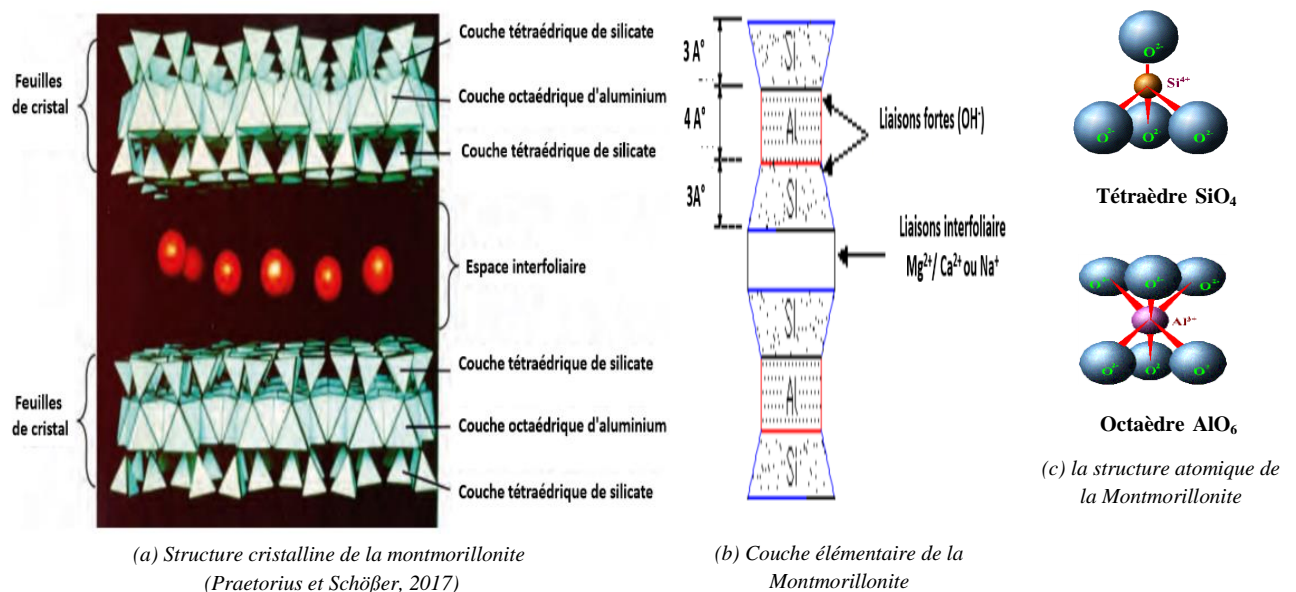


Figure 1:8 Structure de la montmorillonite.

Dans l'état naturel, les cations comme le magnésium, calcium (Mg^+/Ca^{2+}) et le sodium (Na^+) sont liés dans les positions de l'espace interfoliaire, et neutralise la charge négative de surface extérieure des feuillets de cristal ainsi qu'entre les particules. Selon le type de cations attachés, la bentonite est différenciée en bentonites sodiques et calciques. Ces cations peuvent être échangés par d'autres cations

présents dans le système et on peut ainsi définir une capacité d'échange cationique pour un échantillon donné. Cette capacité d'échange cationique dépendant du pH de la solution, elle est en général mesurée à pH neutre, ce qui permet une comparaison fiable des différentes données expérimentales. Dans le cas des montmorillonites, la littérature rapporte des valeurs comprises entre 85 et 160 milliéquivalents pour 100 grammes de bentonite (Viallis-Terrisse, 2000). La formule générale de la montmorillonite est $(\text{Na,Ca})_{0,3}(\text{Al,Mg})_2\text{Si}_4\text{O}_{10}\cdot\text{H}_2\text{O}$.

1.5.5.2 Le phénomène de gonflement

Les liaisons qui unissent les couches élémentaires sont faibles, facilement brisées et en présence d'humidité, l'eau peut incorporer l'espace interfoliaire. Lors de son hydratation, la montmorillonite gonfle en raison de contact avec un solvant ou avec une atmosphère ayant une haute pression de vapeur entre les feuillets T-O-T, en association avec les cations de liaisons Na^+ et Ca^{2+} . L'intensité de ces liaisons dépend de la valence de ces cations. À titre d'exemple, la valence des cations de sodium Na^+ est plus faible que celle des cations de calcium Ca^{2+} , c'est pour cette raison que la montmorillonite sodique aura la plus grande surface spécifique, ce qui est propice à la fixation des molécules d'eau et des cations entre ces feuillets.

Les principaux mécanismes contrôlant l'hydratation et le gonflement de la bentonite sont discutés dans plusieurs ouvrages (Holtz et Kovacs, 1991 ; Laird, 2006 ; Arifin, 2008). Deux types de gonflement dus à l'hydratation sont différenciés (Sivapullaiah et al., 1996 ; Laird, 2006) (Figure 1:9):

- ✓ Le gonflement intracristallin (ou interfoliaires) : l'absorption d'excès d'eau au niveau des cations interfoliaires et des surfaces minérales de montmorillonite provoque un élargissement des couches élémentaires. Ce processus est réversible intervient à l'échelle la plus petite de la structure argileuse et peut présenter un potentiel de gonflement très importante. Ce premier processus est associé avec l'écoulement de l'eau au sens de la loi de Darcy ;
- ✓ Le gonflement osmotique ou le gonflement interparticulaire (le gonflement de double couche) : des couches d'ions diffusés forment à la surface du minéral de montmorillonite et de la solution des pores interstitiels en raison des différences de concentration des cations, ce qui provoque une répulsion électrostatique des particules. Ce gonflement dépend des caractéristiques des minéraux argileux, mais également du chimisme de la solution hydratante, et est influencé principalement par la pression de confinement.

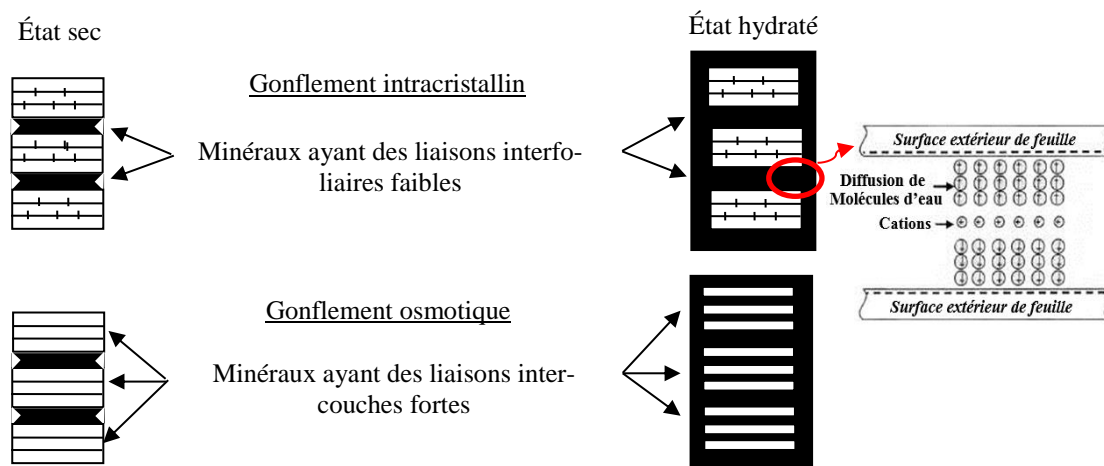


Figure 1:9 Mécanisme de gonflement sur les surfaces de la montmorillonite (Mitchell, 1993).

Dans la pratique, trois grandeurs sont utilisées pour caractériser l'aptitude de gonflement de la bentonite :

- ✓ *Le potentiel (ou taux) de gonflement ΔG* , correspond à la variation relative de volume ($\Delta v/v_0$ en %) d'un échantillon soumis à une surcharge nulle ou très faible (généralement le poids du piston dans un œdomètre) lorsque l'on le met en contact avec de l'eau à pression atmosphérique ;
- ✓ *La pression de gonflement P_G* , qui peut être définie comme étant la pression générée lors de l'hydratation d'un échantillon en condition confinée (essai à volume constant, $\Delta v = 0$) ; elle peut être également définie par la pression qu'il faut appliquer pour ramener un échantillon à son volume initial avant l'adsorption d'eau (essai à gonflement libre) ;
- ✓ *L'indice de gonflement C_g* , qui traduit l'importance de la déformation de gonflement induit par un déchargement par rapport à un état de contraintes donné ; il est défini par la pente de la courbe $e = f(\sigma)$ obtenue en déchargement lors d'un essai œdométrique classique, il est comparé à l'indice de compression C_c .

En général, il y a une différence significative entre la bentonite sodique et la bentonite calcique dans leur comportement d'hydratation dû à la nature différente des cations interfoliaires. La bentonite sodique a pour cette raison un potentiel de gonflement entre 600 et 700%, et la bentonite calcique seulement 200-300% (Praetorius et Schöber, 2017).

La pression de gonflement des bentonites est extrêmement élevée, elle est approximativement égale à 400 MPa (Plinninger et al., 2005). La pression de gonflement interparticulaire est faible que celle la pression de gonflement intracrystallin, elle est de l'ordre de 2 MPa pour les bentonites.

1.5.5.3 Influence des différents paramètres sur le gonflement

Une explication sur les paramètres qui influent sur le gonflement des bentonites est importante, pour mettre en évidence des paramètres essentiels tels que la conductivité hydraulique et la résistance au cisaillement.

La quantité et la qualité de montmorillonite dans la bentonite sont le premier facteur qui affecte le gonflement. Alberta Environnement (1985) recommande l'utilisation de bentonites à forte teneur en montmorillonite ayant principalement du sodium comme cations échangeables. D'après ce document, les bentonites avec du calcium auraient un potentiel de gonflement plus faible et nécessiteraient des pourcentages de bentonite plus élevés pour atteindre les mêmes objectifs de conductivité hydraulique.

Plusieurs auteurs ont étudié le comportement de gonflement de la bentonite et les mélanges de sels-bentonite en fonction de la teneur en bentonite (Na-Ben, Ca-Ben), l'indice des vides, la teneur en eau initiale, la densité sèche maximale, la température et la concentration de solutés/polluants pour différent ouvrage (Cui et al., 2004 ; Agus et Schanz, 2008 ; Sun et al., 2009 ; Arasan, 2010 ; Wang et al., 2012 ; Ye et al., 2013 ; Gueddouda et al., 2013 ; Sun et al., 2015). À partir des résultats de ces études, ils ont conclu que les points importants qui affectent sur le potentiel de gonflement sont :

- ✓ Le potentiel de gonflement est principalement affecté par la charge verticale quelle que soit l'état de saturation. Il augmente avec la densité sèche initiale et diminue lorsque la teneur en eau initiale est plus élevée ;
- ✓ L'augmentation de la densité sèche augmente de façon exponentielle de la pression de gonflement ;
- ✓ L'influence de la teneur en eau initiale sur la pression de gonflement devient négligeable ;
- ✓ L'augmentation de la concentration des sels ($\text{pH} > 8$) en solution de l'eau interstitielle entraîne une diminution de l'épaisseur de la double couche diffuse, favorisant ainsi la floculation des particules de bentonite et la déshydratation des zones intercouches, ce qui a entraîné une réduction de la limite liquide (w_L), qui deviennent ensuite granuleuses ou granulaires (en raison des forces d'attraction des particules) ;
- ✓ Le gonflement le plus faible et la double couche la plus mince étaient obtenus avec des cations trivalents, tandis que les cations monovalents avaient peu d'effet sur l'épaisseur de double couche et le gonflement ;
- ✓ L'augmentation de la température accroît l'épaisseur de la double couche diffuse ;
- ✓ Lixiviat des ISD classe II provoque une diminution du potentiel de gonflement d'environ 25% pour Na-bentonite ;
- ✓ Une réduction substantielle de gonflement est observée avec la diminution des limites de consistance ou l'augmentation de la succion osmotique ;
- ✓ Le gonflement est diminué lorsque les valeurs de pH ont augmenté. Lorsque le pH diminue, la capacité d'échange de cations (CEC), la charge négative, diminue et la capacité d'échange d'anions (CEA), la charge positive, augmente.

***Note :** L'épaisseur des DDL est un facteur de contrôle important pour le développement structural, la conductivité hydraulique, les propriétés mécaniques et d'autres propriétés physico-chimiques des sols (Mitchell, 1993). La réduction de l'épaisseur de la double couche apporte aux particules et donc la densité sèche maximale augmente.

1.5.6 Couche d'argile compactée (ou mélange sol sableux-bentonite compacté)

Les sols argileux sont largement utilisés comme une barrière passive pour la rétention d'eau et le stockage sécuritaire des déchets industriels et municipaux.

Lorsque les sols in site sont trop grossiers pour être utilisés comme une barrière étanche et qu'il n'y a pas d'argile compactable disponible à proximité, la bentonite peut être mélangée à ce sol pour en diminuer la conductivité hydraulique et augmenter ses propriétés de rétention d'eau (Rowe, 2012).

L'ajout de bentonites à un sol utilisé dans la construction d'ouvrages de rétention des déchets est bénéfique puisque sa grande capacité d'échange cationique et sa grande surface spécifique lui permettent d'atténuer la propagation de contaminants (Mitreveli et Frimmel, 2007). De plus, les grands indices de plasticité et de liquidité de la bentonite rendent les mélanges sol sableux-bentonite flexibles (Mitchell, 1993). Le sol ajouté sert notamment à consolider mécaniquement la bentonite (augmentation de ses performances).

La présence de sable dans les mélanges préparés à faible teneur en bentonite fournit un support de charge qui améliore la stabilité mécanique (Yong et Mohamed, 1992 ; Pusch, 2015). De plus, ces

mélanges apparaissent une moindre sensibilité aux dommages causés par le gel et d'un potentiel réduit de changements volumétriques pendant le cycle séchage-humidification (Montañez, 2002). La tendance au retrait par séchage de la bentonite est très marquée. Le retrait a engendré une dilatance thermique et l'indice des vides des argiles a augmenté. Pour éviter la fissuration du mélange, il faut que celui-ci ait un squelette de sable suffisamment rigide pour y résister, le retrait et la fissuration de mélanges sable-bentonite diminuant lorsque le pourcentage de sable augmente. La fissuration se produit lorsque le mélange sable-bentonite subit plus de 4% de retrait volumique, quand séché à l'aire libre (Tay et al., 2000). La valeur de conductivité hydraulique saturé pour les argiles non fissurées est de l'ordre de 10^{-10} à 10^{-9} m/s, tandis que pour les argiles fissurées, et sa valeur k peut être augmentée jusqu'à une valeur comprise entre 5×10^{-8} et 3×10^{-7} m/s (Chapuis, 2002). Les préventions à prendre doit être prise en compte pour éviter d'exposer la barrière en argile au séchage et au gel pendant la construction et l'entretien (il devrait être recouvert rapidement par la géomembrane et la couche drainant) (Schrefler et Delage, 2001).

De manière générale, la teneur minimale en bentonite permettant d'atteindre les objectifs de conception est ciblée. Dans les ISD, le dosage du sol et de la bentonite dans le mélange est effectué en fonction de la conductivité hydraulique requise.

En général, la proportion typique de 10% à 20% de bentonite est utilisée pour les mélanges sol sableux-bentonite des barrières ouvragées ($k_{\text{sat}} \leq 10^{-9}$ m/s) (Chapuis, 1990 ; Alawaji, 1999 ; Komin et Ogata, 2003 ; Kouloughli, 2007 ; Sun et al., 2010 ; Mishar et al., 2011 ; Chen et al., 2011 ; Cui et al., 2012 ; Zhang et al., 2014 ; Puma et al., 2015 ; Pusch, 2015). Sällfors et Öberg-Högsta (2002) parlent plutôt d'une proportion située entre 4% et 13 %.

La bentonite occupe un volume maximum lorsque son hydratation complète est atteinte. La bentonite en poudre plutôt qu'en granule est favorisée pour en faciliter la distribution homogène dans les pores du sol (Chapuis, 2002).

Ces technologies ne sont pas très éloignées à des techniques de construction de routes. Un bon succès a été réalisé par la construction d'une barrière de sol sableux-bentonite à l'aide de compacteurs à pieds dameurs avec une force centrifuge de 180 kN (ou plus). Les rouleaux tambour lisses ont aussi été utilisés avec succès. Il est compacté fortement en cinq ou trois couches de 20 et 33 cm respectivement. Dans tous les cas, il est souhaitable d'établir la procédure de construction basée sur la construction et l'évaluation d'un essai avant la construction.

1.6 Conclusion

D'après le premier chapitre, nous avons pu faire un état d'art sur l'importance des ISD en Algérie, comparée à d'autres filières de traitement des déchets. Les contraintes réglementaires sont strictes par rapport à la mise en conformité de ces ouvrages. Ces ouvrages sont conçus pour une durée d'exploitation de 20 ans. Cette durée a été définie en supposant la stabilité chimique des composantes des déchets. Des études ont prouvé que le contact prolongé des géomatériaux avec du lixiviat engendre une dégradation de certaines des propriétés du matériau à long terme (p. ex. le gonflement de la bentonite et la conductivité hydraulique).

Chapiter 2 Comportement hydrique et mécanique des mélanges sol sableux-bentonite

2.1 Introduction

Dans les ISD, les mélanges sable-bentonite compactés sont souvent utilisés pour construire des barrières passives. Dans ce sens, la revue de littérature suivante vise à définir le cadre théorique et les principaux paramètres nécessaires à la compréhension du mémoire.

Dans les régions arides et semi-arides, qui se caractérisent par une température relativement élevée comprise entre 30 et 50°C. Les barrières de sol sableux-bentonite dans ces régions sont susceptibles d'être non saturées plus qu'être saturées (Lamara, 2008) par de nombreux mécanismes tels que l'échauffement par rayonnement solaire pendant la construction, après le stockage des déchets dus aux gradients de température générés par les déchets, si la nappe phréatique est restée souvent plusieurs mètres de profondeur et l'évaporation potentielle dépasse les précipitations (Montanez, 2002 ; Robert et al., 2004 ; Lu et Likos, 2004 ; Rowe, 2012).

Dans ce chapitre, les principales propriétés hydriques et mécaniques des mélanges sol sableux-bentonite seront présentées. Dans un premier temps, le comportement de ces mélanges sur chemins de drainage-humidification et les relations qui existent entre la pression interstitielle négative et les paramètres d'état du milieu poreux (w , S_r , e). Parmi ces paramètres, on retrouve le potentiel et la pression de gonflement, la conductivité hydraulique saturée et non saturée, la courbe de rétention d'eau, la résistance à la compression, la résistance à la traction et la résistance au cisaillement. Ensuite, l'influence des lixiviats sur certaines de ces propriétés est aussi mise en perspective. À la lumière de cette revue de littérature, les besoins en recherche sur le comportement hydrique et mécanique des mélanges sol bentonite et à leur utilisation à titre de matériaux de barrière passive avec l'effet du lixiviat sont mis en évidence.

2.2 Comportement hydrique des mélanges sol sableux-bentonite

En général, les remblais compactés tels que les barrages en terre, les sous-sols routiers et les barrières passives sont généralement placés dans un état partiellement saturé (compacte à l'OPN et subit une très forte succion), car le compactage complet et la fermeture de tous les vides d'air sont généralement peu pratiques. L'état saturé dans ces ouvrages est un cas particulier dans l'état le plus général de non saturer (Murray et Sivakumar, 2010).

L'interprétation du comportement des barrières de sol sableux-bentonite non saturées nécessite de prendre en compte les différences de pression d'air et d'eau (ou succion), les compressibilités de phase et leurs interactions, ainsi que les effets chimiques. Cependant, lorsqu'on applique un chargement mécanique sur un échantillon de sol sableux-bentonite non saturé, il n'existe pas de relation directe entre la contrainte externe appliquée et celle qui se produit entre les particules. La succion matricielle correspond localement à une contrainte agissant sur la surface du ménisque, normale au contact entre les particules. L'action de "collage" de la succion matricielle sur les contacts provoque l'augmentation de la résistance du sol (Jennings et Burland, 1962).

Donc, la détermination de pression négative de l'eau interstitielle (ou succion) est la clé pour comprendre le comportement de barrière de sol sableux-bentonite non saturé (Alonso et al., 1990) et interpréter l'importance de ses structures granulaires au cours de la migration des contaminants.

2.2.1 L'eau dans le sol

L'eau a un effet considérable sur le comportement mécanique des sols. La figure 2:1 ci-dessous montre les diverses formes de l'eau présente dans un sol. Les termes soulignés indiquent de l'eau à l'état solide.

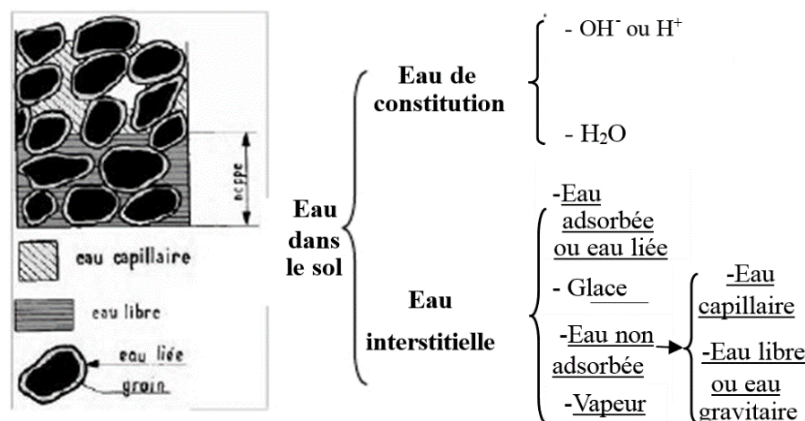


Figure 2:1 Différents états de l'eau dans les sols.

L'eau de constitution se trouve dans la structure du minéral à une position fixe, soit sous forme d'ions OH^- et H^+ , soit sous forme de molécules H_2O . Elle fait partie de la composition chimique du minéral. En général, ce type d'eau influencé peu sur le comportement du sol, sauf lorsqu'il est soumis à une température fortement élevée. Si la température est supérieure à 400°C , cette eau peut quitter la structure du minéral et en modifier ainsi la composition chimique. Il existe aussi de l'eau sous forme de molécules situées entre les plaquettes. Ce type d'eau peut quitter la structure du minéral lorsque la température atteint 80 à 120°C . (Xiang-Ling LI, 1999).

L'eau interstitielle est de l'eau présente dans les pores du sol. Son état, ses caractéristiques physico-chimiques, ses interactions avec les autres phases du sol, etc. influencent fortement les propriétés mécaniques de résistance, l'état de plasticité, la résistance au cisaillement, la consistance, etc. L'eau adsorbée est présente sur la surface des particules fines de sol, grâce aux propriétés colloïdales des particules argileuses. L'eau non adsorbée est susceptible de s'écouler. L'eau libre ou l'eau gravifique obéit à la loi de Darcy, tandis que l'eau capillaire est associée à la pression capillaire (ou la succion), le sol est alors partiellement saturé.

Le principal effet de l'eau libre sur le comportement du sol se manifeste par la pression hydraulique exercée sur le sol. En outre, lorsque l'eau s'écoule, un effet hydrodynamique se traduit en un effort physique sur les particules : certaines particules extrêmement fines peuvent être emportées (lessivées) par l'écoulement d'eau. Enfin, l'eau peut dissoudre certains sels et modifier la composition chimique des minéraux. Ces effets physiques et chimiques peuvent être la cause de certaines instabilités du terrain. Du point de vue de l'interaction hydromécanique, la pression d'eau est un facteur capital pour les relations contraintes - déformations d'un sol.

2.2.2 Succion du sol

2.2.2.1 Définitions - Phénomène de succion

La succion ou pression capillaire de l'eau dans le domaine de la géotechnique a été définie en 1965 (Mitchell, 1976) comme étant « une énergie potentielle comparable à la charge hydraulique dans les sols saturés », correspondant à « l'énergie à fournir pour amener de l'eau libre de l'infini jusqu'à un sol non saturé ». Cette énergie a tendance à rigidifier le sol et à gêner les réarrangements entre les grains, ce qui augmente la cohésion du sol (Ejjaaouani, 2006).

Richards (1928) a défini le potentiel total de l'eau dans les pores du sol comme la somme des potentiels capillaires et gravitationnels. Dans un profil de sol non saturé au-dessus de la nappe phréatique, le potentiel capillaire augmente linéairement à partir de zéro au niveau de la nappe. Le terme potentiel de l'eau concerne toutes les forces capables de retenir l'eau dans la structure du sol.

En géotechnique, la succion est généralement exprimée sous forme de pression d'eau négative en kilo pascal, mais dans d'autres domaines (agronomie notamment), elle est souvent exprimée sous forme de hauteur d'eau ou en pF , égal au logarithme décimal de la valeur absolue de la succion exprimée en cm d'eau (par exemple, $pF1$ correspond à 1cm d'eau et à 10^{-1} kPa, et $pF3$ correspond à 1000 cm d'eau et 100 kPa).

La porosité du sol compacté non saturé peut-être remplie par un ou plusieurs fluides coexiste avec l'air et l'interface entre l'air et l'eau sous l'effet de tension superficielle est constituée de ménisques (ou peau contractile) eau-air qui engendrent un état dit de succion (ou pression négative) de l'eau dans le sol. La distribution des ménisques dans l'ensemble des contacts n'est pas uniforme et la succion est une contrainte locale (Figure 2:2). Ainsi, la succion et la tension superficielle du sol sont liées à la taille des pores entre les particules (Carter et Bentley, 1991). L'augmentation de la succion se traduit par la diminution des rayons de ménisques (Sparks, 2003), qui s'introduisent dans des pores de plus en plus petits, suivant les contours 1 à 5. Plus le sol se désature, plus les ménisques deviennent petits et présentent de petits rayons de courbure (Figure 2:3).

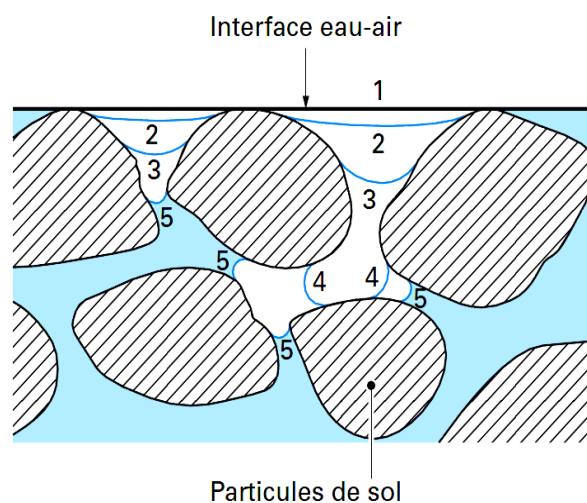


Figure 2:2 Différents stades de distribution des ménisques dans un sol non saturé, d'après Childs (1969) (cité par Delage et Cui 2000).

Ce type de phénomène de succion apparaît dans les tubes capillaires. Elle est souvent illustrée par le schéma de la figure 2:3, décrivant la remontée capillaire de l'eau dans un tube de rayon r plongé dans un récipient contenant de l'eau. La relation entre le rayon de courbure du ménisque sphérique eau-air dans le tube et la différence de pression entre l'air et l'eau est donnée par la loi de Laplace, qui se simplifie dans l'hypothèse de pores cylindriques (ou pores équivalents) et prend l'expression de la loi de Jurin (Éq. 2:1) :

$$\Psi = u_a - u_w = \frac{2T_s \cos \theta}{r} \quad (2:1)$$

Avec : T_s : tension de surface (interfaciale eau-air, pour l'eau $T_s = 73 \cdot 10^{-3} \text{ N/m}$ à 20°C) ; R : rayon de l'interface ; u_a : pression d'air dans les pores ; u_w : pression de l'eau dans les pores ; θ : angle de contact solide interface eau-air (pour l'eau $\cos \theta = 1$).

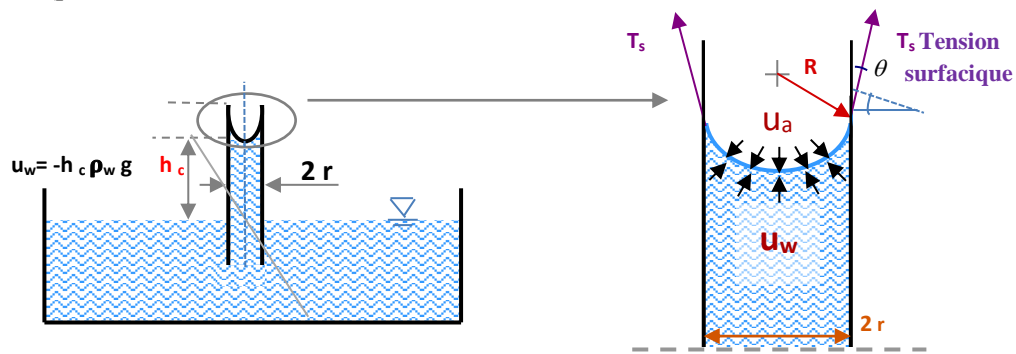


Figure 2:3 Phénomène d'ascension capillaire.

En général, les pores du sol non saturé sont assimilés à une multitude de tubes capillaires de différentes grosseurs qui retiennent l'eau aussi longtemps que la succion exercée par le milieu environnant ne dépasse pas la succion capillaire exercée par les pores (Musy et Soutter, 1991). Les gros pores libéreront leur eau à de faibles succions alors que les plus petits pores demanderont de plus grandes succions (Figure 2:3). En effet, la succion conditionne les mouvements et l'équilibre de l'eau dans le sol non saturé.

2.2.2.2 Différentes composantes de la succion

Le premier concept en écoulement de l'eau est le potentiel. Le potentiel total de l'eau en un point Ψ_t est défini comme la somme de quatre éléments : le potentiel de pression externe Ψ_p , le potentiel gravitationnel Ψ_g , les potentiels capillaires et d'adsorption dont la somme forme le potentiel matriciel Ψ_m et, le potentiel osmotique Ψ_o (Delage et Cui, 2000). Ce concept peut être représenté comme suit (Éq. 2:2):

$$\Psi_t = \Psi_p + \Psi_g + \Psi_m + \Psi_o \quad (2:2)$$

Pour illustrer le détail de cette décomposition, et en particulier les notions de potentiel capillaire et de potentiel d'adsorption, on peut se rapporter à un échantillon théorique de sol non saturé (Figure 2:4b). Dans cet échantillon, les particules argileuses élémentaires sont regroupées en agrégats, et l'on peut distinguer l'eau liée, adsorbée sur les particules de l'eau libre, dont les mouvements sont gouvernés uniquement par les phénomènes gravitaires. La formation de liaisons colloïdales sur les surfaces de

contact des plaquettes produit du fait de la précipitation progressive de différents sels de la solution interstitielle concentrée (carbonate de calcium, gypse, etc.) (Berezantsev et al., 1961).

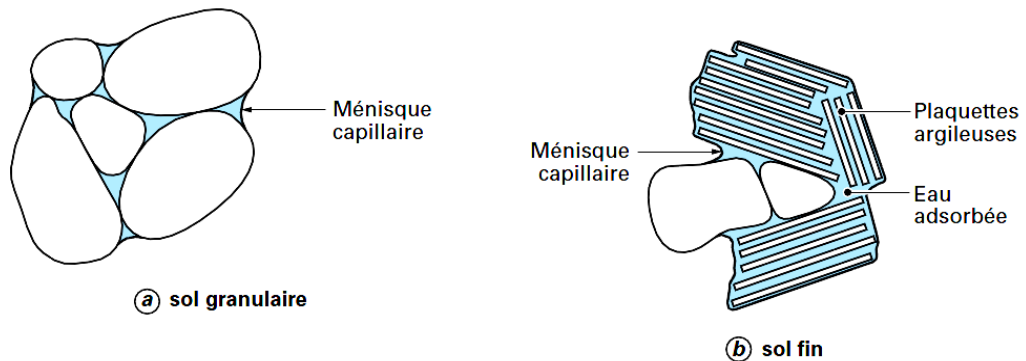


Figure 2:4 Représentation schématique des relations entre les composantes de la succion, l'organisation des particules argileuses et l'eau dans un sol non saturé.

Le potentiel total est plutôt associé au bilan d'énergie de l'eau dans le sol, tandis que le terme *suction* est lié à la pression de l'eau (pression négative). Le potentiel de gravité correspondant aux forces de pesanteur ($\rho_w g z$). La variation d'énergie résultant ici du changement d'altitude de l'eau. La *suction matricielle* est représentée par la différence ($u_a - u_w$) entre la pression de l'air et la pression de l'eau dans les pores, reliée à leurs dimensions par la loi de Jurin-Laplace (Éq. 2:3) :

$$h_c = \frac{2.T_s \cdot \cos \theta}{\rho_w \cdot r \cdot g} \quad (2:3)$$

Avec : h : la hauteur du liquide ; ρ_w : densité de l'eau ; h_c : hauteur d'ascension capillaire.

Le terme de potentiel d'adsorption est lié à la présence de cations échangeables au contact des particules, qui créent un potentiel osmotique dans l'eau liée.

Enfin le terme de potentiel osmotique pur est relié au potentiel chimique de l'eau libre, lui-même gouverné par sa concentration des sels dissous dans cette eau (Éq. 2:4). On peut ainsi relever que des phénomènes osmotiques interviennent dans le potentiel matriciel et dans le potentiel osmotique pur, la distinction provenant du type d'eau concerné (eau libre ou liée).

$$u = -RT \ln(X) \quad (2:4)$$

Où, u : est le potentiel chimique ; R est la constante des gaz parfaits égale à $8,3143 \text{ J} \cdot \text{mol}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$; X est la fraction molaire d'eau dans la solution qui représente la concentration de la solution ; T la température et la fraction molaire de l'eau dans la solution (Cui, 1993).

Les succions matricielles et osmotiques sont définies comme l'opposé des deux potentiels matriciel et osmotique. La somme de ces deux succions donne la succion totale (Éq. 2:5).

On a :

$$-\psi_r = s - \psi_o \quad (2:5)$$

Avec : $s = -\psi_m$

Dans le cas des matériaux grenus (Figure 2:4a), la composante osmotique est supposée négligeable par rapport à la composante matricielle et on aura (Éq. 2:6) :

$$S = u_a - u_w \quad (2:6)$$

Krahn et Fredlund (1971) ont vérifié expérimentalement la relation (Éq. 2:5) en mesurant la succion osmotique, matricielle et totale d'une argile très plastique. Ils trouvent que la différence entre la succion totale et la succion matricielle décroît avec l'augmentation de la teneur en eau initiale. Houston et al. (1994) confirment que la succion osmotique diminue quand le degré de saturation augmente pour les argiles.

L'humidité relative est le rapport, en pourcentage, entre la pression partielle de la vapeur d'eau et la pression de la vapeur d'eau saturante.

La relation entre l'humidité (H) ambiante et la succion correspondante est indépendante du sol. Elle est définie par une des relations fondamentales de la thermodynamique, la loi de Kelvin, dont l'expression est la suivante (Éq. 2:7) :

$$\Psi_t = \frac{s}{\gamma_w} = \frac{RT}{gm} \ln(H) \quad (2:7)$$

Avec la constante des gaz parfaits, la température absolue, la masse molaire de l'eau et l'accélération de la pesanteur. À 20°C, on a (Éq. 2:8):

$$\frac{RT}{gm} = 137.837 MPa \quad (2:8)$$

Ce phénomène physique est à l'origine de la méthode des solutions salines utilisée pour contrôler la succion d'un échantillon de sol via l'humidité de l'air (chapitre 4/section 4.3.3.2, pages 125,126, 127).

À de telles valeurs de succion, l'expérience montre que les pores intergranulaires des sables propres sont complètement désaturés, et que seules les interactions eau – argile dans les sols fins assez plastiques sont capables de retenir de l'eau.

2.2.2.3 Techniques de mesure et contrôle de la succion

Pour mieux maîtriser l'influence de la succion sur le comportement hydromécanique des sols, il y a un intérêt considérable à savoir contrôler ou imposer la succion dans les essais géotechniques. Ridley et Wray (1996) ont cependant fourni très tôt une description très complète de la plupart des techniques de contrôle et de mesure de la succion dans le sol. Expérimentalement, on contrôle la succion et mesure la teneur en eau ou vice versa. Les essais peuvent ainsi être réalisés selon différents chemins dans différents plans (w, Sr, e, s).

La succion totale peut être déterminée par mesure de la pression de vapeur ou de l'humidité relative à l'aide de la méthode psychrométrique ainsi que par la méthode du papier-filtre. La succion matricielle peut être obtenue directement ou indirectement. Pour la mesure directe, on dispose du tensiomètre et de la plaque de succion. Pour la mesure indirecte, on dispose de la méthode du papier-filtre.

Une description des principales méthodes de mesure et contrôle est présentée dans le tableau 2:1 et le tableau 2:2.

Tableau 2:1 Techniques de mesure de succion. Adapté de Delage et Cui (2000), Townend et al. (2000), Delage (2002), Tarantino et al. (2008) et Delage et al. (2008).

Technique	Principe	Ordre de grandeur de Succions
Tensiomètre	Pour des valeurs de succion inférieures à 100 kPa, Mesure de la pression engendrée dans un réservoir d'eau placé derrière une pierre poreuse céramique qui est en contact direct avec le sol. Un capteur de pression permet de mesurer la pression de l'eau à l'intérieur du réservoir (Ridley et Burland, 1993 ; Marinho et Chandler, 1995).	0 – 80 kPa: tensiomètres classiques (limite classique de 80 kPa, due à l'apparition de la cavitation)
Méthode du Papier-filtre	Transfert d'eau entre le sol et une pièce de papier-filtre Whatman n°42. La succion est déduite de la teneur en eau du papier-filtre à l'équilibre (14 jours) par rapport à une courbe d'étalonnage (ASTM D 52980-094, 1995) .	0,05 – 100 MPa
Psychromètre à thermocouple	Mesure de l'humidité relative à proximité de l'eau interstitielle du sol à l'aide d'un thermocouple. On en déduit la succion par la loi de Kelvin.	0,3 - 8 MPa
Hygromètre à point de rosée – psychromètre à miroir	Mesure de la température au point de rosée associé au début de la condensation. Ceci est réalisé par un miroir à température contrôlée, sur lequel est projeté un rayon optique dont on analyse la réflexion. L'humidité relative est déterminée par la mesure de la température du point de rosée de l'atmosphère considérée, qui est d'autant plus faible que l'air est sec.	1 - 60 MPa
Psychromètre SMI	Mesure indirecte de l'humidité relative à partir de la différence des températures mesurées par un thermomètre "sec" et un autre "humide", lesquels sont en équilibre avec l'échantillon. L'évaporation du thermomètre "humide" fait descendre sa température.	1 - 70 MPa
Sonde de conductivité thermique	La mesure de succion est réalisée de façon indirecte par une pierre poreuse céramique et un capteur de conductivité thermique inséré dans la pierre. La conductivité thermique est associée à la succion à partir d'une courbe d'étalonnage proposée par Zhang et al. (2001).	1 – 1500 kPa
Sonde de conductivité électrique	La mesure de succion est réalisée de façon indirecte par une pierre poreuse céramique et deux électrodes concentriques insérées dans la pierre. He (1999) à proposer une courbe d'étalonnage afin d'obtenir la succion à partir de l'intensité du courant électrique qui traverse l'espace poreux du sol. Néanmoins, il faut tenir compte l'effet de la salinité de l'eau dans la mesure de l'intensité.	0 – 300 kPa; la sensibilité de la sonde devient très basse lorsque la succion dépasse 300 kPa

Les méthodes de contrôle se font par l'imposition et le maintien de la succion à une valeur fixée (tableau 2:2).

Tableau 2:2 Techniques de contrôle de succion. Adapté de Delage et Cui (2000), Townend et al. (2000), Delage (2002) et Delage et al. (2008).

Technique	Principe	Rang de succions
Plaque tensiométrique	Application d'une pression négative dans l'eau	0 – 10 kPa : (1 m d'eau) 0 – 80 kPa : on applique une pression négative jusqu'à la

		limite imposée par la cavitation (80 kPa)
Translation d'axes (cellule de Richards)	La méthode est basée sur la loi de Jurin-Laplace par l'application d'une pression positive du gaz, supérieure à la pression d'eau ($s = u_a - u_w > 0$). Cette dernière est généralement égale à la pression atmosphérique, mais elle peut être contrôlée à une valeur donnée. À chaque étape, la mesure de teneur en eau se fait à l'équilibre hydrostatique, en annulant la pression d'air au sein de la cellule pour retirer rapidement l'échantillon à peser ; l'échantillon est ensuite replacé en cellule pour être soumis à l'étape suivante en succion, par application d'une autre pression d'air qui engendrera soit une infiltration, si elle est inférieure (chemin de remouillage), soit un drainage, si elle est supérieure (chemin de séchage).	L'ordre de grandeur des succions maximales imposées avec cette technique est de 1,5 MPa , ce qui impose la réalisation de cellules métalliques de confinement extrêmement fiables, vu l'énergie élastique emmagasinée par les volumes de gaz comprimé.
Technique osmotique	Transfert d'eau par osmose. On utilise une membrane semi-perméable et une solution de molécules organiques de polyéthylène glycol (PEG 6000 et PEG 20000).	0.05 – 8.5 MPa
Contrôle par phase vapeur	Contrôle de l'humidité relative par des solutions salines saturées (ou des solutions d'acide sulfurique à diverses concentrations).	Succion maximale : 348 MPa , qui correspondent à une humidité relative de 8% exercée par un acide H ₂ SO ₄ .

2.2.3 Courbe caractéristique sol-eau (CCSE) ou Courbe de rétention d'eau (CRE)

L'une des propriétés hydriques importantes des sols non saturés c'est la courbe de rétention. L'augmentation de succion se traduit généralement par la diminution de la possibilité d'écoulement de l'humidité et l'augmentation de la pression interstitielle négative de contact inter-particules (Zhan, 2007). La courbe de rétention d'un sol représente la capacité d'un sol à attirer et retenir de l'eau, il reflète la relation entre la teneur en eau massique w , teneur en eau volumétrique θ ou le degré de saturation par rapport à la variation de succion. On peut également l'appeler la Courbe caractéristique sol-eau (*Soil Water Characteristic Curve*) (Gee et Hillel, 1988).

La courbe est déterminée en soumettant un échantillon initialement saturé à un chemine de séchage ou de drainage et d'humidification par application de paliers de succion croissante, puis décroissante, le plus souvent à l'aide de la cellule de Richards pour les sols grenus (faible succion), et de dessiccateur osmotique et des solutions salinées pour des succions plus fortes, ce qui permet d'observer la valeur de la succion de désaturation (résiduelle), qui n'est pas nécessairement nulle. On parlera de cette courbe de désorption dans le premier cas de cycle et de courbe de sorption dans le second.

La forme de la courbe de rétention est affectée par la structure du sol principalement pour les faibles valeurs de $-u_w$ (Figure 2:5). Cette relation n'est pas unique. L'hystérésis de cette courbe a été expliquée par différents auteurs (Gee et Hillel, 1988 ; Musy et Soutter, 1991 ; Ed Diny et al., 1993 ; Fleureau et al., 1993 ; Ye et al., 2014b), il serait lié à une variation de l'angle de contact en fonction du processus humidification (sorption) ou bien dessiccation (désorption) (Figure 2:5a), à la présence d'air piégé dans le sol, aux éventuels couplages hydromécaniques à la non-uniformité géométrique des pores (micro et macro pores) et à la variation de la température. Tuller et Or (2004) ont montré que pour une même teneur en eau volumétrique, le chemin de séchage est régi par les micropores et

une plus grande succion, cependant le chemin d'humidification est régi par les macropores et nécessite une petite succion pour obtenir la même teneur en eau (Figure 2:5b).

En général, l'effet d'hystérèse est plus prononcé dans les sols à structure grossière et pour de faibles succions matricielles.

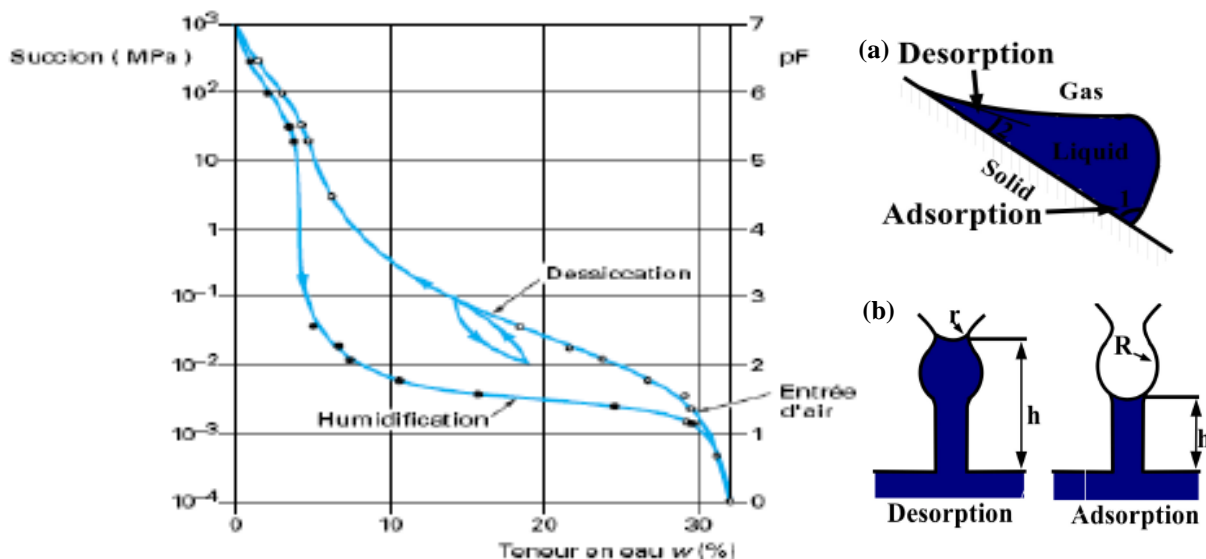


Figure 2:5 Courbe caractéristique sol-eau d'un sable argileux (Hillel, 1998), (a) L'effet de l'angle de contact (b) L'effet de la bouteille d'encre (Fredlund et Rahardjo 1993).

La figure 2:6 illustre ces dépendances. Dans la gamme des succions matricielles élevées, la teneur en eau reste plus importante dans un sol à texture fine, telle qu'une argile, alors que, dans la gamme des succions faibles, la teneur en eau d'un sol limoneux diminue moins rapidement que celle d'un sol sableux comportant des pores de gros diamètres.

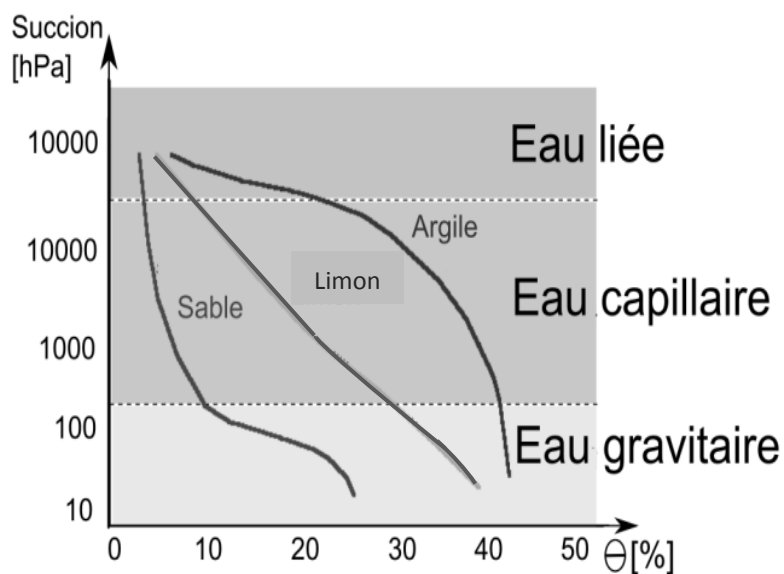


Figure 2:6 Courbe caractéristique sol-eau de trois types de sols (McQueen et Miller, 1974).

Dans la figure 2:7, considérons un sol initialement saturé en eau ce qui correspond à l'état partiellement saturé défini Aitchison, (1959) ($S_r \approx 1$ et $s > 0$ kPa). La succion $s = u_a$, à partir de laquelle l'air

commence à pénétrer dans plus macropores pores du sol, est appelée le point d'entrée d'air ou la pression de désaturation (s_d) (Fredlund et Xing, 1994). Les mécanismes régissant la succion dépendent de la teneur en eau du milieu (McQueen & Miller, 1974). À des teneurs en eau faibles, l'eau interstitielle est principalement sous forme de couches minces sur les surfaces de particules (*c'est l'état pour l'eau liée figure 2:6*) où les effets de la succion sont gouvernés par la surface spécifique de sol. Ce cas correspond à l'état de la teneur en l'eau résiduelle dans les Figures 2:7 et 2:8. Cette valeur est définie comme étant la pression capillaire de retrait, notée $(-s)_{SL}$, par analogie à la limite de retrait w_{SL} . Par ailleurs, pour les succions faibles (*c'est l'état pour l'eau capillaire figure 2:6*), le mécanisme dominant devient la succion capillaire gouvernée principalement par le type de particule, la structure de pores et la distribution de pores (au cours de processus séchage-humidification). De ce fait, les sols de granularité plus fine (argiles), donc de porosité plus fine, ont des succions d'entrée d'air plus élevées que les sols plus grossiers (limons, sables).

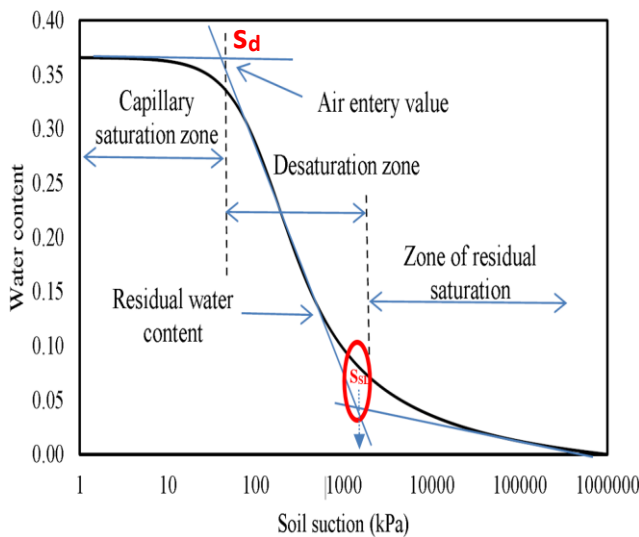


Figure 2:7 Les phases de désaturation dans la Courbe caractéristique sol-eau (Iravaniana, 2015).

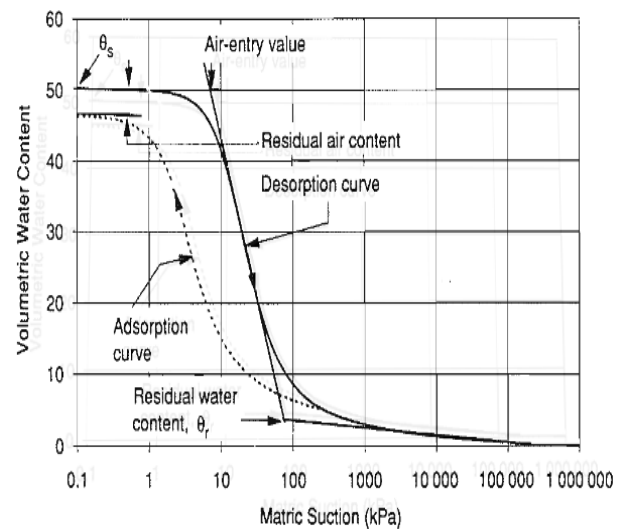


Figure 2:8 Courbe caractéristique sol-eau typique pour un sol limoneux (Fredlund et Xing, 1994).

2.2.3.1 Courbe caractéristique sol-eau des mélanges sol sableux-bentonite

Le mélange sol sableux-bentonite a une capacité de rétention relativement faible comparative-ment à celle de la bentonite seule (Villar et Lloret, 2004). Cette caractéristique est attribuée à la grande quantité de sable dans le mélange et aux caractéristiques microstructurales de la fraction de bentonite.

Comme mention précédemment, un des paramètres permettant de caractériser les courbes de rétention d'eau est la pression d'entrée d'air (s_d). Les valeurs de s_d ont été évaluées graphiquement selon la méthode des tangentes telle que présentée dans Fredlund et Xing (1994) (Figure 2:8). La valeur d'entrée d'air a été identifiée comme le point d'intersection d'une ligne parallèle aux axes de succion placés à $S_r \approx 1$ et la tangente au chemin principal de séchage. De plus, les résultats des essais de Zhou et Yu (2005) indiquent que la s_d est inversement proportionnelle à l'indice des vides. Une valeur d'entrée d'air moyenne de 150 kPa est caractéristique des mélanges sable-bentonite à faible teneur en bentonite (6 à 8% bentonite) tandis qu'elle est plutôt de 1000 kPa à 4000 kPa pour les plus fortes teneurs en bentonite (30 à 50% bentonite). Agus et Schanz (2008) ont observé un important effet d'hystérésis sur un mélange composé de 50 % sable et 50% bentonite. Stoicescu et al. (1996, 1998) rapportent

plutôt des valeurs inférieures à 20 kPa pour des mélanges de sable ASTM C-109 à 8% bentonite. Une s_d de l'ordre de 20 kPa est caractéristique des mélanges till et gravier bentonite à faible teneur en bentonite. Des valeurs d'entrée d'air entre 27 et 81 kPa sont rapportées pour des mélanges de résidu minier à faible teneur en bentonite.

Manca (2015) a réalisé le cycle de séchage-humidification sur un mélange de 80% sable - 20% bentonite (80S/20B) compacté aux densités sèches cibles de 1,50 et 1,80 Mg/m³. Les chemines de séchage-humidification sont présentés dans les plans [log(s), w] et [log(s), Sr] (Figures 2:9a,9b). La figure 2 :9 montre que la valeur d'entrée d'air dépend clairement de la densité sèche. Pour le mélange compacté à la densité sèche initiale de 1,49 Mg/m³, elle (ae_1) est égale à 53 kPa, et pour le mélange compacté à la densité sèche initiale égale à 1,79 Mg/m³, elle (ae_2) est égale à 167 kPa.

Dans le plan [log(s), w], pour des succions totales supérieures à 3 MPa ($w=0,09\%$), les données expérimentales des densités sèches reposent sur la même courbe, montrant que l'effet de la densité de compactage sur le comportement de rétention en eau du mélange 80S/20B est négligeable. Ce résultat indique que l'eau est principalement stockée dans les pores appartenant à la fraction de la bentonite (que l'on croit ne pas être affectée par l'effort de compactage) et que le mécanisme de rétention dominant dans cette eau est l'adsorption. Dans une gamme de succion qui varie de 0,5 à 3MPa, les chemines de séchage-humidification obtenues pour les deux densités sèches cibles sont extrêmement proches. Ceci explique par la très faible dépendance des succions initiale et totale du mélange sur les variations de densité sèche (Figure 2:9).

L'effet de la variation de la densité sèche sur la forme de la courbe de rétention d'eau est très prononcé pour des succions inférieures à 0,5 MPa. En dessous de cette succion, l'échantillon compacté à une densité sèche faible (de 1,5 Mg/m³) tend à retenir plus d'eau car le volume des pores est plus grand. Pour la densité sèche de 1,8 Mg/m³, on observe la rotation des chemines de séchage-humidification autour de point A (correspond à $s_{SL}=3$ MPa, indiqué à la figure 2:9a).

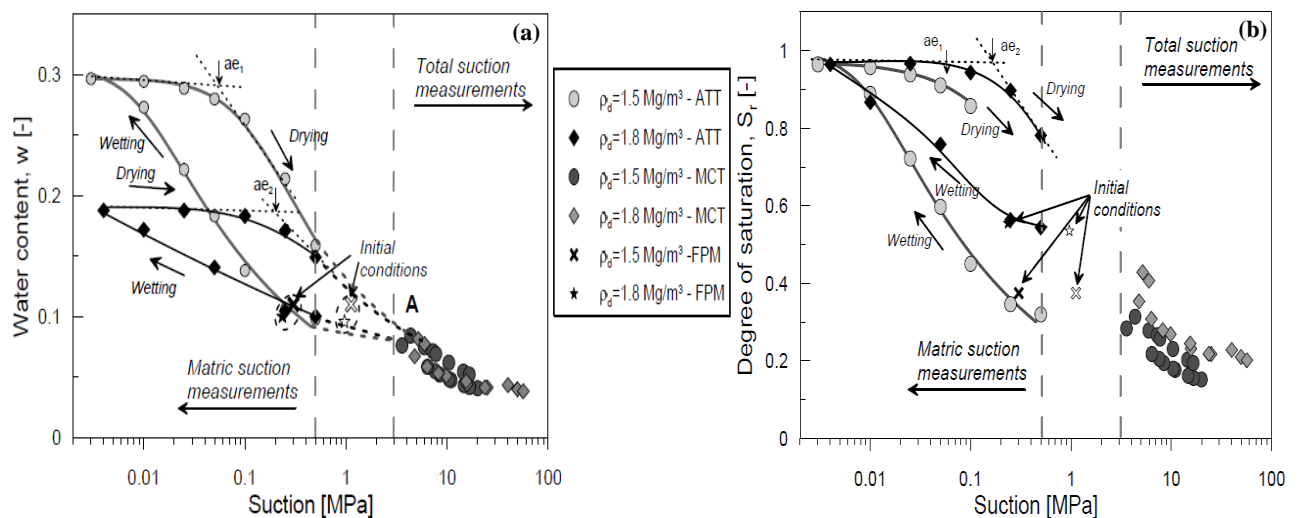


Figure 2:9 Chemin de séchage-humidification du mélange 80S/20B bentonite compacté à deux densités sèches différentes (par les méthodes, ATT: translation d'axe, MCT : technique des microcellules et FPM: papier filtre) (Manca, 2015).

Le rayon d'hystérésis du mélange 80S/20B est plus grand lorsque la succion est faible et se rétrécit lorsque la succion augmente. Le rayon d'hystérésis dépend également de la densité et semble plus grand pour la densité sèche la plus petite. Cependant, ce résultat est attribué à la capacité de gonflement de la fraction de bentonite et donc à la réversibilité/non réversibilité des déformations volumétriques au cours d'un chemin de séchage-humidification.

Stoicescu et al. (1998) indiquent que la teneur en eau de mise en place influence la forme de la courbe de rétention d'eau des mélanges sol sableux-bentonite. En effet, pour des succions entre 0,1 et 1,8MPa, un mélange préparé à 2% humide de l'optimum Proctor montre des teneurs en eau volumique plus élevée que des mélanges préparés à l'optimum et à 2% sec de l'optimum. À plus de 4MPa, la teneur en eau de mise en place n'a plus d'influence sur la forme de la courbe de rétention d'eau du mélange.

Gueddouda (2011) a réalisé le chemin de séchage-humidification sur un mélange de 85% sable - 15% bentonite ($S_{85}B_{15}$) par une pâte saturée à $w_0 = 1,5 w_L$. Le résultat a présenté une succion de retraite (s_{SL}) d'environ 2MPa correspond un teneur en eau $w_{SL} = 28\%$ (Figure 2:10).

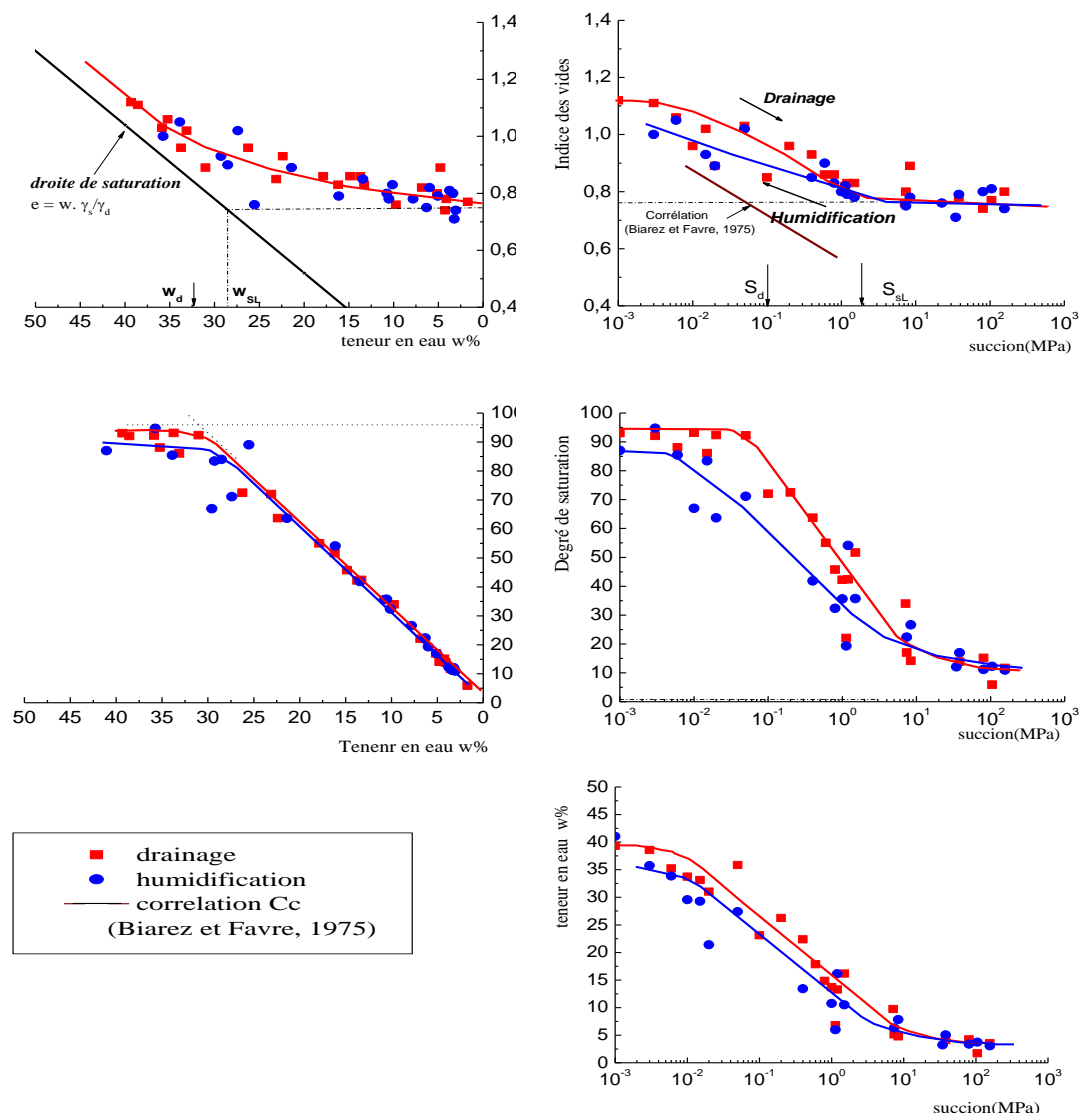


Figure 2:10 Chemin de drainage-humidification du mélange $S_{85}B_{15}$ initialement sous forme de pâte à $w_i = 1,5 w_L$ (par les méthodes : plaque tensionométrique, solutions osmotiques et solutions salines (Gueddouda, 2011)).

Si l'on considère à présent le chemin d'humidification dans les 5 graphes de la figure 2:10 de l'échantillon séché initialement à l'étuve (105°C), on constate que l'hystérésis dépend du domaine de succion qui a été considéré :

Pour $10 < s < 156$ MPa, la teneur en eau, l'indice des vides et le degré de saturation varient peu. Le degré de saturation varie de 5 à environ 10%. L'hystérésis entre les chemins de drainage et d'humidification est négligeable. On note une quasi-réversibilité entre ces chemins dans les cinq plans.

Pour $0,1 < s < 10$ MPa, l'augmentation du degré de saturation et de la teneur en eau est plus importante. Il s'agit d'une phase intermédiaire de saturation où les gros pores se restaurent progressivement. Dans ce domaine, l'hystérésis entre le chemin de drainage et le chemin d'humidification apparaît dans les trois plans : $[\log(s), e]$, $[\log(s), w]$ et $[\log(s), Sr]$.

Pour $s < 0,1$ MPa, le sol est quasi saturé et le chemin d'humidification dans le plan $[\log(s), e]$ suit une pente plus faible que celle du drainage. Ceci est dû au fait que le drainage est un chemin de compressibilité plastique et l'humidification est un « déchargement hydrique » qui suit un chemin élastique.

Dans les plans $[w, Sr]$ et $[w, e]$, on constate une quasi-réversibilité entre les chemins de drainage et d'humidification.

Montañez (2002) a présenté les résultats des CCSE des échantillons compactés à différents teneurs en bentonite. Les résultats montrent que le comportement du mélange dans l'humidification commence à s'écarter du comportement du composant granulaire et se déplace vers le comportement du composant argileux au fur et à mesure que la teneur en bentonite augmente. Dans ce cas, ce seuil de teneur en bentonite peut se situer entre 10% et 15%.

2.2.4 Conductivité hydraulique

La plupart des processus de transfert d'eau dans les sols se déroulent dans des conditions caractérisées par une teneur en eau inférieure à la saturation. L'écoulement de l'eau en milieu non saturé constitue un phénomène très complexe du fait de la variabilité dans le *temps* et dans *l'espace* du taux de saturation du sol.

En conditions saturées, le potentiel de succion matricielle est nul et la teneur en eau est maximale. La conductivité hydraulique est alors constante à sa valeur maximale : la conductivité hydraulique à saturation. En conditions non saturées, la teneur en eau diminue à mesure que l'on s'éloigne de la saturation. Par l'augmentation de la tortuosité et la diminution des vitesses, la conductivité hydraulique est diminuée rapidement.

2.2.4.1 Conductivité hydraulique saturée

La conductivité hydraulique saturée (k_{sat}) décrit la capacité d'un sol saturé à conduire l'eau libre et est l'une des propriétés des sols les plus importantes à déterminer lors de la conception des barrières passives. Ce paramètre est essentiel à la compréhension et au calcul des conditions d'écoulement, de consolidation et de stabilité (Sivapullaiah et al., 2000 ; Bussière, 2007). De plus, dans le dimensionnement des barrières imperméables de sol-bentonite, c'est la conductivité hydraulique saturée qui dicte l'épaisseur de matériaux à employer (Boulangé, 2015).

Dans la plupart des sols saturés, l'écoulement à travers les espaces poreux peut être considéré comme laminaire (c'est-à-dire non turbulent), mais coulant d'une manière « rationalisée » régulière (Sarsby, 2013). Basé sur des données obtenues à partir des essais en laboratoire, Darcy a proposé une équation linéaire pour l'écoulement de l'eau à travers un milieu poreux (écoulement laminaire). Cette équation indique que la vitesse de flux v à travers une unité de surface d'un sol est proportionnelle au gradient hydraulique (Éq. 2:9):

$$V = \frac{Q}{t} = A \cdot v = -A k \cdot i \quad (2:9)$$

Où, V : volume d'eau traversant l'unité d'air normal à la direction de l'écoulement pendant l'unité du temps [m^3/sec] (flux) ; Q : débit sortant ou entrant [m^3/s] ; v : vitesse superficielle de l'écoulement ; k : conductivité hydraulique [m/s] ; i : représente le gradient hydraulique imposé entre deux points [sans dimension] : $i = \Delta h / L$; Où, Δh est la différence de charge hydrostatique entre l'entrée et la sortie de l'échantillon ; A : section de l'éprouvette [m^2] ; L : hauteur de l'éprouvette [m].

La validité de la loi de Darcy a été également vérifiée pour les argiles compactées, à partir des essais de perméabilité, étude réalisée dans une cellule triaxiale par Tavenas et al. (1983). Low (1961) a obtenu une relation linéaire pour les montmorillonites sodiques utilisées dans leurs études de perméabilité. Kaoser et al (2006) montrés que la conductivité hydraulique finale des mélanges 90% sable - 10%bentonite a été constant ($\approx 10^{-9}m/s$) à mesure que le gradient hydraulique appliqué sur les échantillons augmente de 70 à 163. Ces résultats correspondent aux résultats de Mollins et al. (1996). Gueddouda et al. (2016) ont montré que la conductivité hydraulique d'un mélange de sable-bentonite était presque constante pour des gradients hydrauliques compris entre 57 et 214 (Figure 2:11).

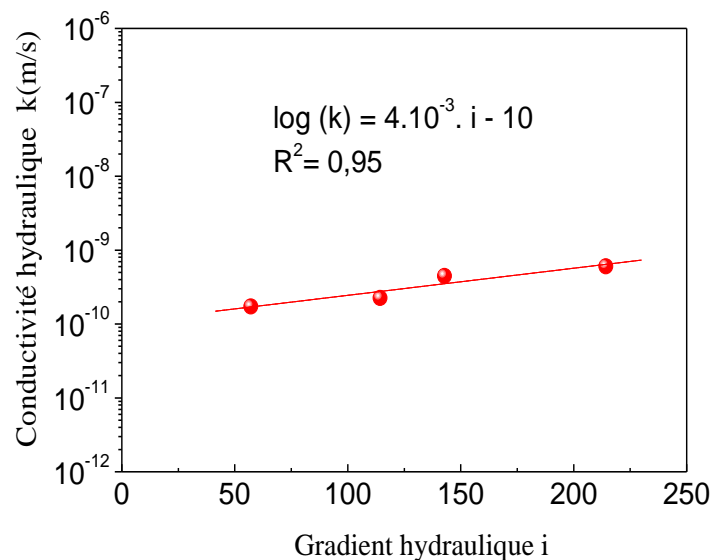


Figure 2:11 Variation de la conductivité hydraulique en régime permanent en fonction du gradient hydraulique ($\sigma'_3 = 400$ kPa) (Gueddouda et al., 2016).

La conductivité hydraulique saturée est obtenue à partir d'essais de perméabilité réalisés en laboratoire. Les essais de perméabilité sur les mélanges sol sableux-bentonite peuvent être réalisés en perméamètre à paroi flexible (Wong et Haug, 1991 ; Sällfors et Öberg-Högsta, 2002 ; Gudoudda et al., 2016 ; Demdoug et al., 2017), en perméamètre à paroi rigide (Renken, 2006 ; Chalermyanont et Arrykul, 2009 ; Tripathi et Viswanadham, 2012 ; Demdoug et al., 2017) et en cellule oedométrique (Kenney et al., 1992; Sivapullaiiah et al., 2000; Tripathi et Viswanadham, 2012 ; Gueddouda et al.,

2010 ; Demdoun et al., 2017); se référer aux normes NF P 94-070 (1994a) et NF X 30-441 (2008) et XP P94-090-1 (1997) pour la réalisation d'essais de perméabilité en perméamètre à paroi flexible et rigide. En cellule oedométrique, la conductivité hydraulique saturée peut soit être déduite indirectement des résultats d'essais de consolidation (XP P94-090-1), soit être mesurée par un essai de perméabilité à charge variable dans la cellule de consolidation (Chapuis, 2002).

Le choix de la méthode de mesure doit permettre une bonne représentation des conditions de terrain. Il est conseillé d'utiliser une pression de confinement verticale représentative des conditions de terrain de manière à laisser la bentonite gonfler telle qu'elle soit observée *in situ* (Chapuis, 1990).

Les tableaux 2:3 et 3:4 présentent une synthèse des valeurs de conductivité hydraulique saturée mesurées en laboratoire pour des mélanges sable-bentonite et limon-bentonite à différents teneurs en bentonite.

Dans le cas des sables propres bien étalés (SW), les conductivités hydrauliques saturées retrouvées dans la littérature varient typiquement de 10^{-10} m/s à 10^{-9} m/s pour des teneurs en bentonite entre 4 et 13 % (Sällfors et Öberg-Högsta, 2002). Certaines valeurs inférieures à 10^{-8} m/s ont été observées à faible teneur en bentonite. Pour les sables uniformes ou serrés (SP), les valeurs de k_{sat} sont habituellement situées entre 10^{-11} m/s et 10^{-8} m/s pour des teneurs en bentonite entre 4 et 33 %. Les conductivités hydrauliques saturées sont plutôt de l'ordre de 10^{-12} m/s entre 50 et 80% bentonite pour ces matériaux.

Tableau 2:3 Valeurs de conductivité hydraulique saturée pour des mélanges sable-bentonite (L'écoulement par l'eau).

Référence	Type de perméamètre*	USCS	% Bentonite	K_{sat} (m/s)
Chapuis (1990)	PF/PR	SW/SP/SM	2 à 33,3	$1,2 \times 10^{-10}$ à $1,4 \times 10^{-6}$
Wong et Haug (1991)	PF/PR	SP	4,5 à 25	$8,6 \times 10^{-12}$ à $3,0 \times 10^{-10}$
Kenney et al. (1992)	CO	SP	4- 12	$6,1 \times 10^{-11}$ à $1,2 \times 10^{-9}$
Gleason et al. (1997)	PR	SW/SP	5 à 10	$7,0 \times 10^{-11}$ à $2,0 \times 10^{-10}$
Tay et al. (2000)	PF	SW	10-20	$3,0 \times 10^{-12}$ - $5,0 \times 10^{-12}$
Sivapullaiah et al. (2000)	CO	SP	10- 80	$1,0 \times 10^{-12}$ à $9,5 \times 10^{-10}$
Sällfors et Öberg-Högsta (2002)	PF	SW	4 à 13	$2,0 \times 10^{-10}$ à $5,0 \times 10^{-8}$
Chalermyanont et Arrykul (2005)	PR	SW/SP	3 à 9	$4,0 \times 10^{-11}$ à $5,0 \times 10^{-10}$
Renken (2006)	PR	SM	5 à 8	$3,2 \times 10^{-12}$ à $3,1 \times 10^{-11}$
Kouloughli et Bencheikh (2007)	CO	SW	3 à 22	$1,0 \times 10^{-11}$ à $7,0 \times 10^{-7}$
Imaizumi et al. (2009)	PF	SW	5 à 33	$1,0 \times 10^{-8}$ à $3,0 \times 10^{-9}$
Heineck et al. (2010)	PF	SP	9 - 18	$5,2 \times 10^{-10}$ à $1,5 \times 10^{-8}$
Bezzar et al. (2010)	PR	n.d.	0 à 10	$6,9 \times 10^{-11}$ à 9×10^{-4}
Mishra et al. (2011)	CO	n.d.	20%	$5,3 \times 10^{-11}$
Akgün (2010)	PF	SW	15 à 30	$9,8 \times 10^{-12}$ à $9,0 \times 10^{-10}$
Deffala et al. (2015)	PF/PR	SP	5 à 20	$1,44 \times 10^{-11}$ à $5,85 \times 10^{-8}$
Li et al. (2015)	PR	SP	7.5	$1,0 \times 10^{-12}$ à $1,0 \times 10^{-11}$
Gueddouda et al. (2016)	CO	SP	3 à 15	$4,0 \times 10^{-11}$ à $7,0 \times 10^{-9}$
Sobti et Singh (2017)	CO	SP	0 à 40	$1,0 \times 10^{-11}$ à $1,0 \times 10^{-5}$
Akgüna et Koçkar (2018)	PR	SP	5 à 40	$6,0 \times 10^{-12}$ à $4,0 \times 10^{-9}$

* : Paroi flexible (PF) ; Paroi Rigide (PR) ; Cellule Oedométrique (CO) ; n.d: Donnée non disponible

Les k_{sat} des sables limoneux (SM) se situent typiquement entre 10^{-11} m/s et 10^{-9} m/s pour des teneurs de 3% à 15% de bentonite. Pour les limons (ML), des conductivités hydrauliques saturées de 10^{-11}

m/s à 10^{-7} m/s sont obtenues pour des teneurs en bentonite inférieures à 20% et de l'ordre de 10^{-10} m/s pour des teneurs en bentonite entre 50% et 80% (Boulangé, 2015).

Tableau 2:4 Valeurs de conductivité hydraulique saturée pour des mélanges limon-bentonite.

Référence	Type de perméamètre*	USCS	% Bentonite	K_{sat} (cm/s)
Sivapullaiah et al. (2000)	CO	ML	10- 80	$3,0 \times 10^{-12}$ à $6,0 \times 10^{-8}$
Fall et al. (2009)	PF	ML	2-8	$1,0 \times 10^{-10}$ à $4,8 \times 10^{-10}$
Aubertin et al. (1999); (Bussière,1999)	PF	ML	8	$1,0 \times 10^{-10}$ à $1,0 \times 10^{-7}$
Heineck et al. (2010)	PF	ML ^{cv}	3- 18	$1,1 \times 10^{-7}$ à $4,3 \times 10^{-7}$
Mishra et al. (2008)	CO	ML	20	$3,0 \times 10^{-11}$ à $1,0 \times 10^{-9}$
Sobti et Singh (2017)	CO	ML ^{cv}	0 à 15	$8,0 \times 10^{-11}$ à $4,0 \times 10^{-5}$
Sobti et Singh (2017)	CO	ML	0 à 20	$7,0 \times 10^{-11}$ à $1,0 \times 10^{-7}$

* : Paroi Flexible (PF) ; Cellule Oedométrique (CO) ; ^{cv} : Cendres de Volantes (Mine de charbon)

Les valeurs présentées indiquent qu'il est typique d'observer une diminution de la conductivité hydraulique saturée avec une augmentation de la teneur en bentonite. Chen et al. (2011) ont indiqué que l'augmentation de la teneur en bentonite au-delà de 10% ne mène pas à plus grande d'amélioration de l'anti-infiltration et l'effet d'hydrate de la bentonite modifiée la structure minéralogie et forme du mélange à une structure particulière qui est semblable à celle de la bentonite seule.

Dans les caisses de stockage, les valeurs du rapport (%bentonite (B)/%sol sableux (S)) élevées doivent être évitées, car le mélange ne resterait pas sur une pente de 1V/3H (Chapuis, 2002). Les pentes de 1V/4H sont les plus recommandées (Sobti et Singh, 2017). Sällfors et Öberg-Högsta (2002) indiquent que c'est la proportion de bentonite dans les vides du matériau de base qui détermine sa conductivité hydraulique saturée globale. Il est aussi possible d'observer que l'ordre de grandeur de k_{sat} est variable pour un même type de sol à une même teneur en bentonite. Les valeurs B/S sont dépendant du sol sableux, elles varient comme les suivantes (Chapuis, 2002) :

- ✓ Pour B/S ≈ 0 , la valeur k_{sat} est celle du sol sableux seul ;
- ✓ Lorsque B/S est inférieur à 5%, la bentonite est emportée par les forces d'infiltration, un problème d'érosion interne. Dans les essais de perméabilité en laboratoire, le lavage de la bentonite peut produire une instabilité de perméabilité ;
- ✓ Lorsque B/S est supérieur à 15%, la valeur k_{sat} est proche de celle de la bentonite seule ;
- ✓ Pour le B/S passant de 5 à 15 % pour ce mélange, la k_{sat} diminue et la bentonite reste dans le mélange.

Daoud (1996) a remarqué que les coefficients de perméabilité obtenus en utilisant un perméamètre à paroi rigide et un perméamètre à paroi flexible sont assez proches pour les échantillons pris du côté sec par rapport à l'optimum Proctor. La différence est plus marquée du côté humide (Figure 2:12). Foreman et Daniel (1986) ont indiqué que le type de perméamètre affectait les valeurs de conductivité hydraulique lorsque les sols étaient imprégnés dans les composés organiques (p. ex. le lixiviat).

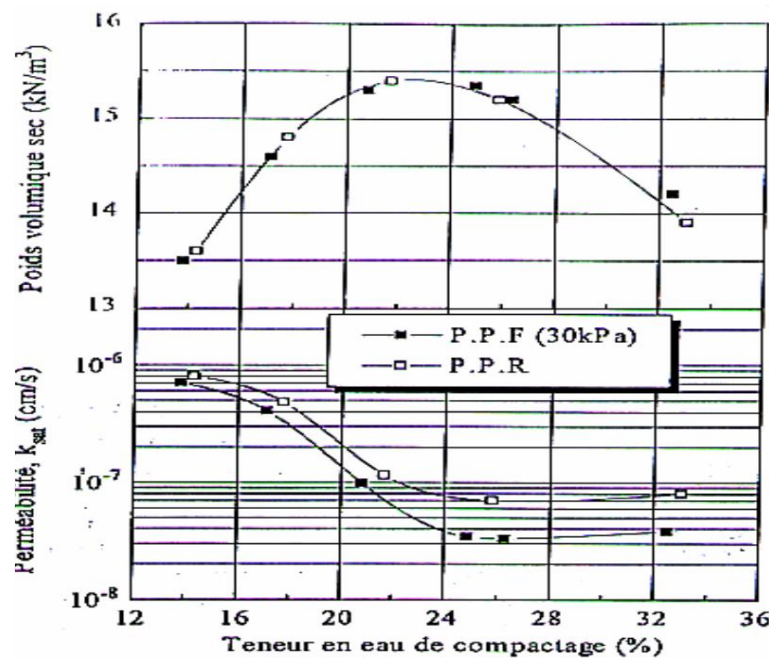


Figure 2:12 Influence du type de perméamètre sur l'évolution de la perméabilité (perméamètre à paroi rigide « P.P.R » ; perméamètre à paroi flexible « P.P.F ») (Daoud, 1996).

De plus, plusieurs relations ont été proposées pour prédire la conductivité hydraulique de différents sols (tableau 2:5). La plupart de ces relations sont empiriques et se rapportent à des matériaux grenus uniformes. Cependant, la présence d'une petite quantité de fines (limon et argile) peut modifier la conductivité hydraulique par ordre de grandeur (Sarsbay, 2013).

Tableau 2:5 Les équations empiriques pour la prédiction de la conductivité hydraulique k_{sat} .

Type du sol	Relation
Sable propre (Hazen, 1892)	$k = C (d_{10})^2 \text{ m / s}$ <p>d_{10}, la taille de particule de 10% (en mm); C, un facteur variant entre 0,01 (dense) et 0,015 (lâche) environ.</p>
Les sols sableux (équation – Kozeny-Carman - Carmen, 1956)	$k = C_1 \left(\frac{e^3}{1+e} \right) \text{ m / s}$ <p>C_1, facteur de l'ordre de 0,001 (sable fin) à 0,1 (sable grossier); e, indice de vides.</p>
Sol général (Taylor, 1966)	$k = d^2 \left(\frac{\gamma_w}{\mu} \right) \left(\frac{e^3}{1+e} \right) C$ <p>d, taille de particule équivalente; μ, la viscosité du permanent; C, facteur tenant compte de la forme de la section transversale, bien que l'écoulement se produise; γ_w, poids unitaire de l'eau.</p>
Sable moyen à fin (Shahabi et al., 1984)	$k = 1.2C^{0.735} d_{10}^{0.88} \left(\frac{e^3}{1+e} \right)$ <p>C, facteur de forme ; d_{10}, 10% des particules les plus fines ; e, indice des vides.</p>
Argile molle remoulée (Carrier et Beckman, 1984)	$k = \left(\frac{1}{1+e} \right) \left(\frac{LI + 0.242}{95.21} \right)^{4.29} \text{ m / s}$ <p>LI, indice de liquidité = $(w - w_p) / (w_L - w_p)$</p>

Type du sol	Relation
Sols argileux pour les barrières passives des ISD (Sarsby et Williams, 1995)	$k_{opt} = \frac{40(1+e)100^{\log d_{10}}}{C_u} \left(\frac{d_0}{d_{10}} \right)^2 \text{ m/s}$ <p>C_u, coefficient d'uniformité ; d_0, taille des particules pour un pourcentage nul sur la courbe de classement ; d_{10}, la taille de particule de 10% ; e, indice des vides.</p>
Sables et graviers (Chapuis, 2004)	$k = \frac{1.5d_{10}^2 e^3 (1+e_{max})}{(1+e)e_{max}^3}$
Pour le sol général (Odong, 2007)	$k = \frac{CF(g)}{\mu} \left(\frac{n-0.13}{(1-n)^{0.33}} \right)^2 d_{10}^2$ <p>n, porosité ; CF, un facteur de classification compris entre 0,061 et 0,0107 ; g, constante gravitationnelle.</p>

2.2.4.2 Conductivité hydraulique non saturée

Dans le mélange sol sableux-bentonite à l'état non saturé, la distribution d'eau dépend du cation interfoliaire, de la succion du sol et de l'histoire hydraulique du sol (degré de saturation). Généralement, la loi d'écoulement pour un sol saturé, loi de Darcy, a été généralisée dans le sol non saturé de la manière suivante (Fredlund, 1993) (Éq. 2:10) :

$$v = -k_w(\psi)\nabla H \quad (2:10)$$

Où, q est le débit spécifique d'eau ; $k_w(\psi)$: conductivité hydraulique non saturée ; $\nabla H = (\partial\psi/\partial x) + (\partial\psi/\partial y) + (\partial\psi/\partial z)$: le gradient hydraulique (en fonction de potentiel d'eau total : $\psi_m + \psi_z$) dans toute direction.

Cependant, la relation de la conductivité hydraulique à la teneur en eau volumétrique $K(\theta)$ ou au degré de saturation $K(S)$ est affectée par l'hystérésis dans une moindre mesure que la fonction $K(\psi)$. La loi de Darcy pour les sols non saturés peut donc être écrite (Éq. 2:11 : équation de Richards) :

$$q = -k_w(\theta)\nabla H \quad (2:11)$$

Pour prendre en compte les processus de flux transitoires, nous introduisons le principe de continuité (Éq. 2:12) :

$$\partial\theta/\partial t = -\nabla q = -\nabla[k_w(\theta)\nabla H] \quad (2:12)$$

En rappelant que la charge hydraulique est, en général, la somme de la pression en tête (ou de son négatif, la succion en tête ψ) et le gradient gravitationnel (ou élévation z), nous pouvons écrire (Éq. 2:13):

$$\partial\theta/\partial t = -\nabla[k_w(\Psi)\nabla(\Psi - z)] \quad (2:13)$$

Pour un écoulement horizontal, ∇z est égal à zéro, on peut réécrire comme suit (Éq. 2:14):

$$\frac{\partial\theta}{\partial t} = -\nabla[k_w(\Psi)\nabla\Psi] + \frac{\delta k_w}{\delta z} \quad (2:14)$$

Les processus peuvent se produire dans quel ∇z (le gradient de pesanteur) est négligeable comparé aux charges matricielles $\nabla \psi$ inscrits forts de gradient de succion. Dans ces cas-ci (Éq. 2:15):

$$\partial \theta / \delta t = -\nabla [k_w(\Psi) \nabla \Psi] \quad (2:15)$$

Où, dans un système horizontal unidimensionnel (Éq. 2:16),

$$\frac{\partial \theta}{\delta t} = \frac{\delta}{\delta x} \left[K_w(\Psi) \frac{\partial \Psi}{\delta x} \right] = \frac{\delta q}{\delta x} \quad (2:16)$$

Le gradient de succion matricielle $\delta \psi / \delta x$ peut être étendu par la règle de la chaîne (Éq. 2:17) :

$$\frac{\delta \Psi}{\delta x} = \frac{\delta \Psi}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\delta x} \rightarrow \frac{\delta \Psi}{\delta x} = \frac{1}{C(\theta)} \frac{\partial \theta}{\delta x} \quad (2:17)$$

Où, $C(\theta)$: capacité d'eau spécifique.

La diffusivité hydraulique de sol-eau ($D(\theta)$) est définie comme le rapport de la conductivité hydraulique K sur la capacité de l'eau $C(\theta)$, et puisque les deux sont des fonctions de la teneur en eau du sol, donc D doit être aussi (Éq. 2:18).

$$q = -\frac{k(\theta)}{C(\theta)} \frac{\partial \theta}{\delta x} \rightarrow q = -D(\theta) \frac{\partial \theta}{\delta x} \quad (2:18)$$

Dans ce sens, quelque résultat de la conductivité hydraulique des mélanges sol sableux-bentonite sera présenté dans la section 2.2.4.3.C.

2.2.4.2.A Modèles de conductivité hydraulique dans les sols non saturés

De nombreuses équations semi-empiriques pour la conductivité hydraulique ont été dérivées en utilisant la courbe de succion matricielle en fonction de la teneur en eau ou la courbe de rétention d'eau ($\psi(\theta)$). Dans les deux cas, la distribution de la taille des pores du sol constitue la base de la prédiction de la conductivité hydraulique. La distribution de la taille des pores a été utilisée dans d'autres disciplines pour donner des estimations fiables des caractéristiques de conductivité hydraulique d'un sol. Puisqu'il est complexe de déterminer la fonction de conductivité hydraulique en laboratoire, elle peut être estimée à partir de méthodes prédictives basées sur l'interprétation de la courbe de rétention d'eau (p. ex. Gardner, 1958 ; Brooks et Corey, 1966 ; Mualem, 1976 ; Fredlund et al., 1994).

La relation K - θ d'un matériau grenu peut être décrite par des modèles mathématiques pour décrire les variations de la perméabilité dans les sols non saturés. Quelques équations fréquemment utilisées sont reprises dans le tableau 2:6.

Tableau 2:6 Quelques lois de conductivité hydraulique k_w en fonction de la succion ou de la saturation (Cui, 1993 ; Fredlund et al., 1994).

Auteurs	Modèle	Paramètres
Imray (1954)	$k_w = k_s \left(\frac{S - S_r}{1 - S_r} \right)^3$	k_s : est la perméabilité en état saturé.
Corey (1957)	$k_w = k_s \left(\frac{S - S_r}{1 - S_r} \right)^4$	S_r : degré de saturation résiduelle, S : degré de saturation.
Gardner (1958)	$k_w = \frac{k_s}{1 + (a * s)^b}$	a, b : sont des paramètres du sol, $b=2\log(\psi_0)+3; a= S_r$
Scott (1963)	$k_w = k_s [1 - n(1 - S_r)]$	n : est la porosité.
Brooks et Corey (1966)	$k_w = k_{w0}$ si $s \leq s_b$ $k_w = k_s \left(\frac{s}{s_b} \right)$ si $s > s_b$ $k_w = k_s \left(\frac{s_b}{s} \right)^{5\lambda}$ si $s \leq s_b$ Ou : $K(\Theta) = K_s \Theta^{3+\frac{2}{\lambda}}$	S_b, n sont des paramètres ; s_b : succion de désaturation, $\Theta = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$ θ_r , la teneur en eau résiduelle ; θ_s la teneur en eau saturée.
Campbell, Brooks & Corey (1966)	$k(\theta) = k_s \left(\frac{\theta}{\theta_s} \right)^\beta$	θ : teneur en eau volumique ; θ_s : teneur en eau en conditions saturées ; β : paramètre d'ajustement
Brutsaert (1968)	$k_w = k_s (S_r)^n$	n : constant
Gardner (1970)	$k(s) = \frac{k_s}{1 + s/s_m}$	S_m : succion matricielle pour laquelle $k = 0.5k_s$
Van Genuchten, (1980)	$k(\theta) = k_s S e^\lambda \left[1 - (1 - S e^{1/m})^m \right]^2$	θ_r : teneur en eau résiduelle k_s : est la perméabilité en état saturé
Fredlund et al., (1994)	$k_r(\psi) = \frac{\int_{\ln(\psi)}^b \frac{\theta(e^y) - \theta(\psi)}{e^y} \cdot \theta'(e^y) dy}{\int_{\ln(\psi_a)}^b \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^y} \cdot \theta'(e^y) dy}$	e : indice des vides

λ : Facteur de distribution de la taille des pores, qui est défini comme la pente négative de la courbe du degré de saturation effectif, Se, par rapport à la succion matricielle ($u_a - u_w$).

2.2.4.2.B Mesure de la conductivité hydraulique non saturée

2.2.4.2.B.1 Méthode de mesure en régime permanent

Ces mesures sont réalisées selon le même principe que pour les essais saturés. La succion et par conséquent la teneur en eau volumique du sol sont maintenues constantes. La conductivité hydraulique, qui dépend de la succion et donc de la teneur en eau imposée, est calculée de la même manière que dans un essai de perméabilité classique pour les sols saturés en appliquant la loi de Darcy généralisée. Cette procédure est répétée pour différentes valeurs de succion ou de teneur en eau afin d'établir les relations $k(\theta)$ et $k(\psi)$.

La méthode en régime permanent présente des difficultés liées dans la plupart des cas à la très faible vitesse d'écoulement d'eau, ceci d'autant plus pour les sols à textures fines et également pour des

succions élevées (Fredlund et Rahadjo, 1993 ; Amraoui, 1996). En conséquence, la durée d'un tel essai est souvent assez longue. D'outre difficulté est de maintenir un bon contact entre l'échantillon et les pierres poreuses afin d'assurer la continuité de l'écoulement d'eau. En effet, le volume du sol peut diminuer lorsqu'on applique une succion élevée (Fredlund 1993).

2.2.4.2.B.2 Méthodes de mesure en régime non permanent

En régime transitoire, trois méthodes de mesure peuvent être distinguées :

- Méthode à surpression d'air ;
- Méthode osmotique ;
- Méthode des profils instantanés.

● Méthode à surpression d'air

Cette méthode, appelée aussi « *Out flow method* » a été décrite pour la première fois par Gardner (1958) et améliorée par Miller et Elrick (1958) et aussi par d'autres (Kunze et Kirkham, 1968). Elle est basée sur la mesure de la diminution de l'écoulement d'eau dans un échantillon placé dans un appareil de Richards (Figure 2:13) quand la pression est augmentée d'une certaine quantité.

L'appareil de Richards a été souvent adopté pour réaliser ce type d'essai, cependant l'utilisation d'une cellule triaxiale type GDS s'avère plus satisfaisante du fait de la bonne précision sur les volumes entrants ou sortants de l'échantillon (Amraoui, 1996).

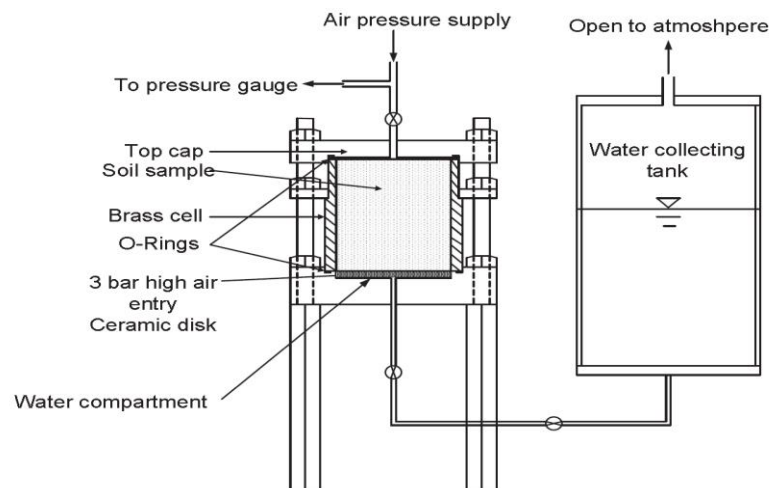


Figure 2:13 Appareil de Richard (Soil Moisture Equipment Corporation, 1989).

La procédure consiste à appliquer de faibles incréments de pression Δu de façon à provoquer soit un drainage ($\Delta u = u_a - u_w > 0$), soit une imbibition ($\Delta u < 0$). À chaque application de l'incrément de pression, on mesure le débit écoulé à travers la pierre poreuse au cours du temps, et ce, jusqu'à ce que l'équilibre hydrique dans le sol soit atteint. Gardner (1965) admet qu'au cours d'écoulement les conditions suivantes sont remplies :

- ✓ L'effet de la gravité est négligeable du fait que le potentiel gravitaire est de l'ordre du centimètre alors que le potentiel matriciel peut varier entre 0 et plusieurs centaines de mètres d'eau ;

- ✓ La diffusivité ($D(\theta) = k(\theta)(\partial\psi / \delta\theta)$) est constante dans l'épaisseur de l'échantillon durant le processus d'écoulement, à cause de la faible variation de teneur en eau engendrée par le faible incrément de pression appliqué ;
- ✓ La teneur en eau de l'échantillon varie linéairement avec le potentiel matriciel, c'est-à-dire que pour un intervalle de teneur en eau $\Delta \theta$ faible, la courbe de rétention d'eau dans le sol $\psi(\theta)$ est linéaire.

● Méthode osmotique

Cette méthode, développée au CNRS (Centre national de la recherche scientifique-France) (Delage et al., 1987), utilise un oedomètre à succion contrôlée (figure 2:14) ou une cellule triaxiale à succion contrôlée (Figure 2:15) développée par Delage et al. (1987) pour provoquer un écoulement dans un échantillon en utilisant une solution osmotique à une certaine concentration en PEG 20000. Par rapport à l'adaptation initiale, un système permettant la circulation du PEG à l'intérieur d'un circuit fermé a été ajouté. Les gorges concentriques sont usinées dans le socle et le piston supérieur pour la circulation de la solution.

Un tamis est placé au-dessus des rainurés et recouvertes par une membrane semi-perméable, qui est collée avec une résine époxy (il peut être également serré entre la bague et le socle de base). Un tube capillaire placé dans la bouteille fermée contenant la solution permet de contrôler les échanges d'eau au cours des essais. Tout changement d'élévation du niveau de liquide signifierait un échange d'eau avec l'échantillon de sol. Ce système de contrôle du volume d'eau est évidemment affecté par les conditions de température (Tang et Cui, 2005). Dineen et Burland (1995) ont proposé une méthode alternative pour contrôler les échanges d'eau en plaçant la bouteille sur une balance. Dans ce cas, l'influence de la température est totalement évitée, ce qui constitue un avantage considérable pour la méthodologie d'essai.

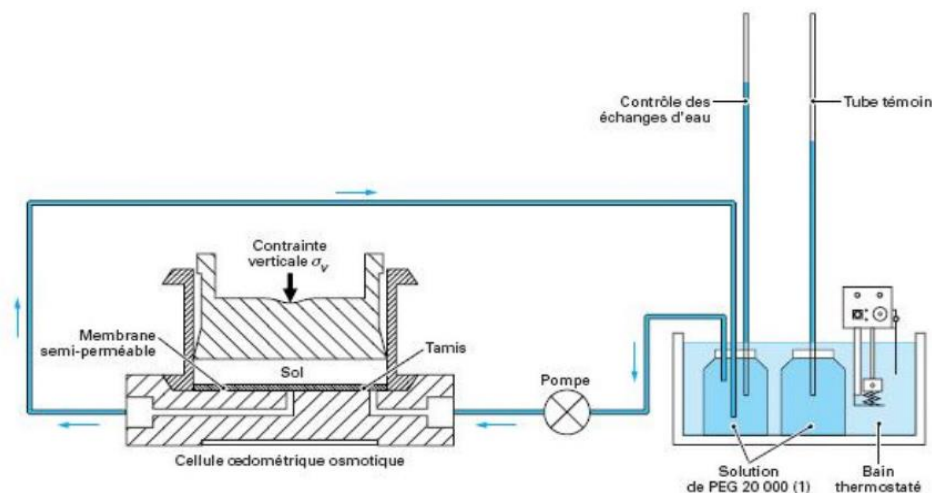


Figure 2:14 Oedomètre à succion contrôlée (d'après Kassiff et Ben Shalom, 1971 ; Delage et al., 1992 ; Delage, 2002).

Les caractéristiques de compressibilité, de cycle drainage-humidification et de perméabilité de divers sols non saturés dans des conditions de chargement vertical et de succion variable ont été signalées par ces dispositifs.

En essais de consolidation, la pression verticale, l'air interstitiel, les pressions d'eau interstitielles, le changement de volume (déterminée à partir de la mesure de déformation verticale de l'échantillon) et le changement du volume d'eau (à partir de la succion de l'eau ou le chemine drainage de l'échantillon) devraient être enregistrés. De telles mesures permettent la contrainte verticale effective à être déterminé, ainsi que la succion et le débit spécifique d'eau en tout au long de la compression ou du gonflement au cours des processus d'essai.

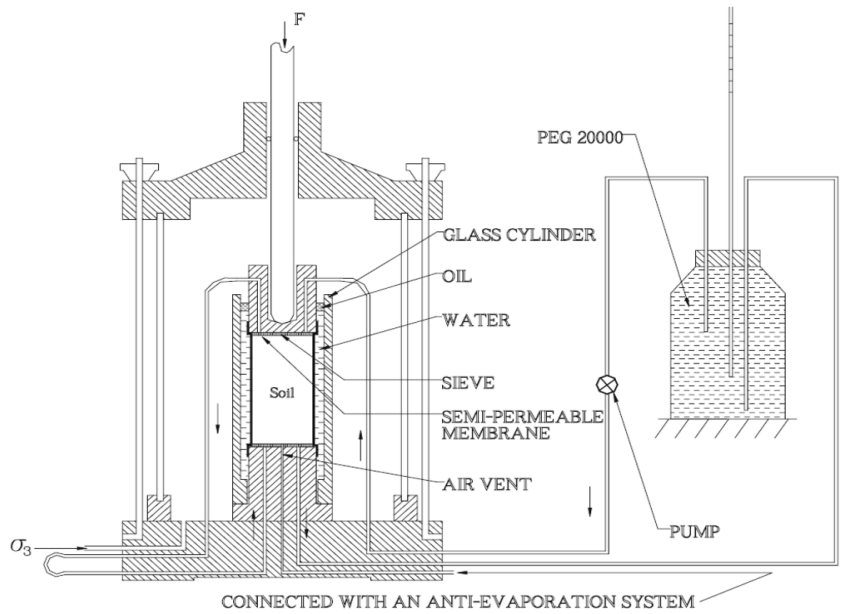


Figure 2:15 Appareil triaxial à succion contrôlée par technique osmotique (d'après Cui et Delage, 1996).

Comme dans l'oedomètre osmotique, l'échantillon de sol dans la cellule triaxial est mis en contact à la fois sur le fond et sur le dessus avec la membrane semi-perméable, réduisant la longueur de drainage à la moitié de la hauteur de l'échantillon. La solution de PEG est contenue dans un circuit fermé comprenant le socle de base rainuré, le capuchon rainuré supérieur, un réservoir et une pompe péristaltique. Le réservoir est suffisamment grand (plus d'un litre) pour assurer une concentration de PEG relativement constante malgré les échanges d'eau entre l'échantillon et la solution.

D'après Amraoui (1996), la méthode d'analyse souvent utilisée pour cette méthode est celle de Gardner (1956). Dans cette méthode, une augmentation instantanée de la succion est appliquée à l'échantillon à $t = 0$ et la quantité de fluide $Q(t)$ expulsée afin d'obtenir l'équilibre de la succion est soigneusement contrôlée en fonction du temps. Basé sur une résolution simplifiée de l'équation de Richards, Gardner a démontré que le logarithme du débit d'eau était linéaire en fonction du temps selon la relation suivante (Éq. 2:19):

$$\text{Log}[Q_0 - Q(t)] = \text{log} \left(\frac{8Q_0}{\pi^2} \right) - \left(\frac{\pi^2}{4l^2} D \right) t \quad (2:19)$$

Où : Q_0 : est le débit sortant total (en termes de teneur en eau volumétrique), D : la diffusivité de l'eau (m^2/s) et l : la longueur de l'échantillon.

Un exemple de résultats obtenus par ces dispositifs est montré sur la figure 2:16 (Vicol, 1990).

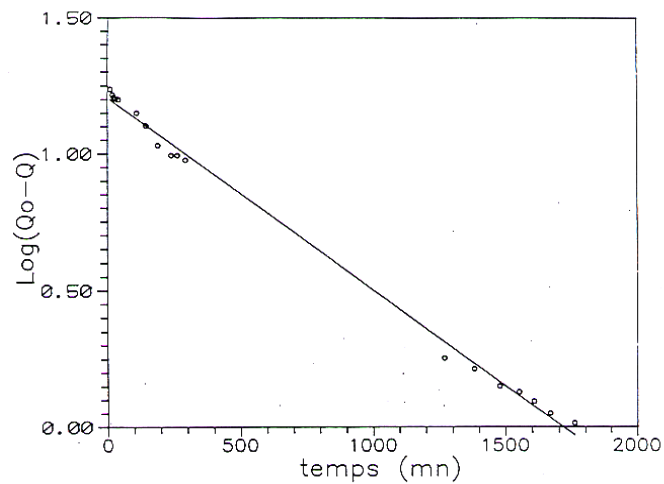


Figure 2:16 Variation de Log $[Q_0 - Q(t)]$ en fonction du temps (Vicol, 1990).

● Méthode des profils instantanés

La méthode consiste à imposer une infiltration ou un drainage à une des extrémités d'une colonne de sol et à mesurer la variation spatio-temporelle de l'humidité ($\theta(z, t)$). Bruce et Klute (1956) ont utilisé une méthode de mesure destructive. L'évolution de la teneur en eau dans le sol pour un temps donné est obtenue en découpant la colonne de sol en plusieurs sections et en réalisant des mesures de teneurs en eau sur chacune de ces sections. Cette méthode demande la réalisation de plusieurs colonnes de sol identiques.

Des méthodes non destructives ont été par la suite développées. La succion est alors mesurée par gammamétrie et/ou du potentiel capillaire ($\psi(z, t)$) par tensiométrie (Richard et Weeks, 1953 ; Taïbi et al., 2009), ou psychrométrie (Daniel, 1983), soit par la combinaison des deux procédés (Daniel, 1983), soit par papier-filtre (Ed Diney, 1993 ; Masroui, 1996). Un exemple d'un dispositif expérimental réalisé par Sayad-Gaidi (2003) est représenté sur la figure 2:17.



Figure 2:17 Vue d'ensemble du dispositif expérimental (Sayad-Gaidi, 2003).

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

Le volume d'eau passé entre deux instants en un point donné est déduit de la différence entre les isochrones de teneur en eau correspondant à ces deux instants. L'expression du volume d'eau V passé à une distance z_i du point d'injection au travers de la surface A de la colonne, entre les instants t et $t + \Delta t$, vaut ainsi (Éq. 2:20) :

$$V = A \left(\int_{z_i}^L \theta_{t+\Delta t} dz - \int_{z_i}^L \theta_t dz \right) \quad (2:20)$$

D'où le débit q t et $t+\Delta t$ (Éq. 2:21) :

$$q = \frac{A \left(\int_{z_i}^L \theta_{t+\Delta t} dz - \int_{z_i}^L \theta_t dz \right)}{\Delta t} \quad (2:21)$$

La conductivité hydraulique est déduite du rapport entre le débit et le gradient, avec, pour le gradient une valeur moyenne entre les deux instants considérés, ce qui conduit à (Éq. 2:22) :

$$k_w = \frac{1}{A} \frac{q}{\frac{1}{2} [i_t + i_{t+\Delta t}]} \quad (2:22)$$

Où, A est la section transversale de l'échantillon ; q est le débit spécifique d'eau ; $1/2 \cdot i_t$ c'est un gradient hydraulique à l'instant t ($f(\psi_m)$) à la moité de l'échantillon.

2.2.4.3 Facteurs affectant la conductivité hydraulique

Le coefficient de perméabilité d'une barrière passive est affecté par plusieurs facteurs. Les plus importants sont recensés ci-dessous (Madsen et Mitchell, 1989 ; sarsby, 2013) :

- ✓ Distribution granulométrique (en particulier la teneur en fines) ;
- ✓ Répartition de la taille des pores / indice de vides ;
- ✓ Degré de saturation ;
- ✓ Pression de confinement ;
- ✓ La nature et la viscosité du fluide interstitiel ;
- ✓ Température.

2.2.4.3.A Tissu du sol de base

Lambe (1958) a observé que le tissu joue un rôle dominant dans la conductivité hydraulique des sols compactés. D'Appolonia (1980) a évalué les effets des fines ($\% < 200\mu m$) sur la perméabilité de sol sableux-bentonite (SB) et il a constaté que pour les fines plastiques et les fines à faible plasticité, la perméabilité diminue à mesure que le pourcentage des fines a augmenté. Les valeurs de perméabilité pour les fines plastiques étaient généralement inférieures à celles des fines à faible plasticité. En outre, Koerner et Daniel (1997) ont montré que les sols avec une granulométrie étalée requièrent une plus faible proportion de bentonite que les sols uniformes pour atteindre une même conductivité hydraulique saturée.

2.2.4.3.B Influence des paramètres liés au compactage

Chalermynoont et Arrykul (2005) ont indiqué que lorsque la teneur en bentonite augmente, les valeurs de densité sèche maximale diminuent et la teneur en eau optimale augmente. Des observations similaires sur déférente teneur en bentonite ont été trouvées par Kenney et al. (1992) ; Akgün et al. (2006) ; Kouloughli, (2007) et Gueddouda et al. (2008).

Globalement, l'augmentation de la teneur en bentonite et de la densité sèche conduit à la diminution significative de la conductivité hydraulique (Dixon et al., 1999 ; Komine, 2004). Par exemple, dans l'étude de Cho et al. (2000), pour une bentonite de densité sèche $1,80 \text{ g/m}^3$, la conductivité hydraulique chute de trois ordres de grandeur lorsque la proportion de sable passe de 90 à 0% (bentonite seule) (Figure 2:18a). Dans cette étude, la bentonite seule a une conductivité hydraulique de l'ordre de $2 \times 10^{-14} \text{ m/s}$. La dépendance de la conductivité hydraulique à la densité sèche est illustrée à la figure 2:18b pour la même étude : elle chute de deux ordres de grandeur lorsque la densité sèche augmente de $1,4 \text{ Mg/m}^3$ à $1,8 \text{ Mg/m}^3$. La diminution de la conductivité hydraulique avec l'augmentation de la proportion de bentonite ou de la densité sèche est attribuée à l'influence croissante du gonflement, qui induit une réduction de la surface disponible pour l'écoulement.

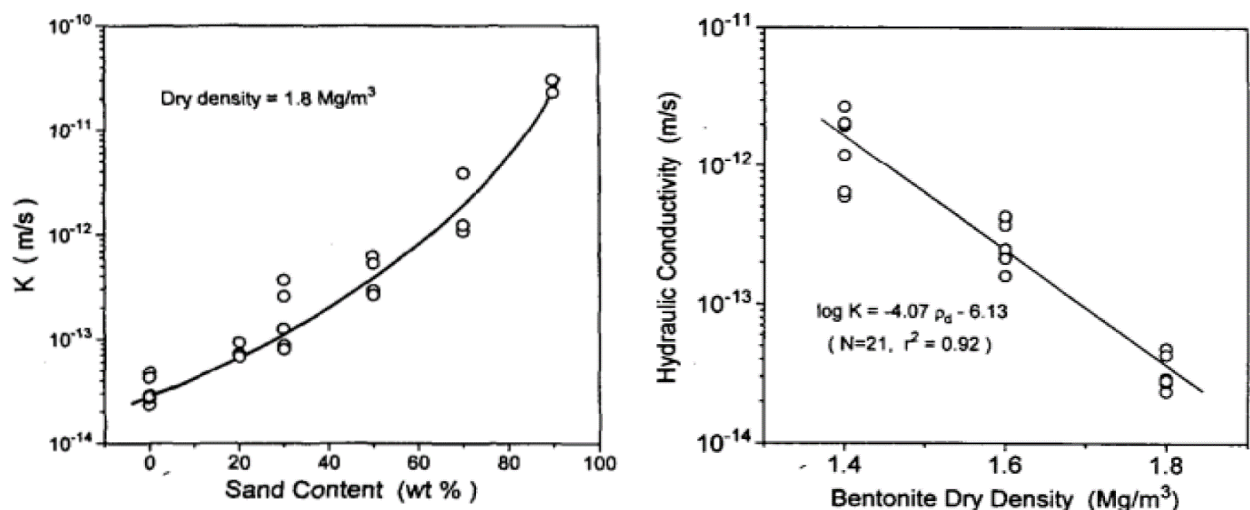


Figure 2:18 (a) Conductivité hydraulique en fonction de la proportion de sable ; (b) Conductivité hydraulique en fonction de la densité sèche de la bentonite (Cho et al., 2000).

Mitchell et al. (1965) ont montré qu'un sol compacté statiquement présente une structure plus dispersée que pour un compactage par pétrissage. De plus, l'augmentation de l'effort de compactage conduit à l'augmentation du degré de parallélisme des particules de sol (Figure 2:19). La méthode de compactage statique est conçue par Ladd (1978) pour réduire la ségrégation des grains du sol et obtenir des échantillons de densité relativement uniforme.

De manière générale, la structure des échantillons du sol compacté statiquement simule la structure du sol produite sur le terrain (Lade, 2016). En général, la conductivité hydraulique d'un échantillon compacté avec une énergie constante diminue à mesure que la teneur en eau augmente, et ce, jusqu'à ce qu'elle atteigne une valeur minimale à côté humide de l'optimum (Figure 2:19) (Holtz et Kovacs, 1991).

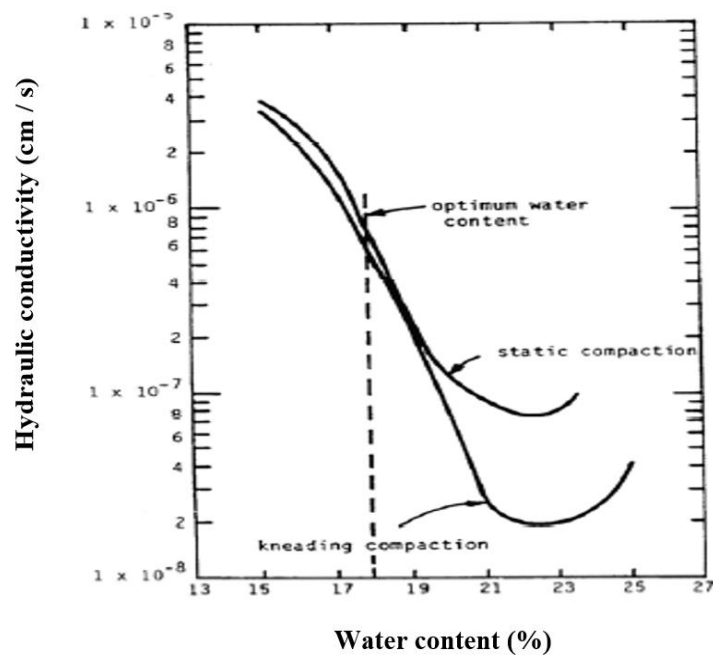


Figure 2:19 Effet de la méthode de compactage sur la conductivité hydraulique (Mitchell et al., 1965).

2.2.4.3.C Influence du degré de saturation

L'état de saturation est également une variable importante affectant la perméabilité du sol. Selon les résultats d'une multitude d'essais de compactage, la plupart des sols et des mélanges sol sableux-bentonite atteignent leur densité sèche optimale à un degré de saturation entre 70 et 90 % (Chapuis, 2002). Dans le cas du sol partiellement saturé, la conductivité hydraulique obtenue à partir de la succion matricielle par rapport au degré de saturation, a été proposée par Burdine (1952) et Brooks et Cory (1964).

La courbe de succion matricielle en fonction du degré de saturation présente une hystérésis. De plus, la structure du sol est supposée être incompressible. Ainsi, l'effet de la variation de l'indice des vides sur la conductivité hydraulique est faible par rapport à l'effet de la saturation. De plus, l'effet de la contrainte sur la saturation est également secondaire par rapport à l'effet de la succion (Fredlund et Rahardjo, 1993 ; Lu et Likos, 2004 ; Masrouri et al., 2008). Un changement dans la succion matricielle peut produire un changement plus important du degré de saturation qui peut être produit une variation de la conductivité hydraulique et la contrainte effective. Les méthodes de mesurer de la conductivité hydraulique non saturée sont présent est dans la section 2.2.4.2.A, page 41.

Manca (2015) a analysé la conductivité hydraulique non saturée (lors de la variation de rétention d'eau) sur le mélange 80% sable - 20% bentonite par la méthode de profils instantanés. Les résultats montrent que la conductivité hydraulique non saturée de ce mélange est très sensible aux changements de degré de saturation et de densité sèche maximale (Figure 2:20). À degré de saturation résiduelle ($S_r = 0,37$ pour $\gamma_d = 1,50 \text{ Mg/m}^3$ et $S_r = 0,52$ pour $\gamma_d = 1,79 \text{ Mg/m}^3$), la conductivité hydraulique devient très faible, car l'eau occupe les plus petits pores de la bentonite (pores intraparticules), où les succions sont les plus grandes.

En effet, la conductivité hydraulique non saturée est augmentée à mesure que le degré de saturation augmente et il diminue lorsque la densité sèche diminue. Ces résultats sont en accord avec les résultats de Zhang et al. (2013), qui a montré que la conductivité hydraulique non saturée des mélanges sable-bentonite augmente avec la teneur en eau augmente. En plus, les courbes montrent également une hystérésis dans les deux plans, de la conductivité hydraulique par rapport au degré de saturation et de la conductivité hydraulique par rapport à la succion.

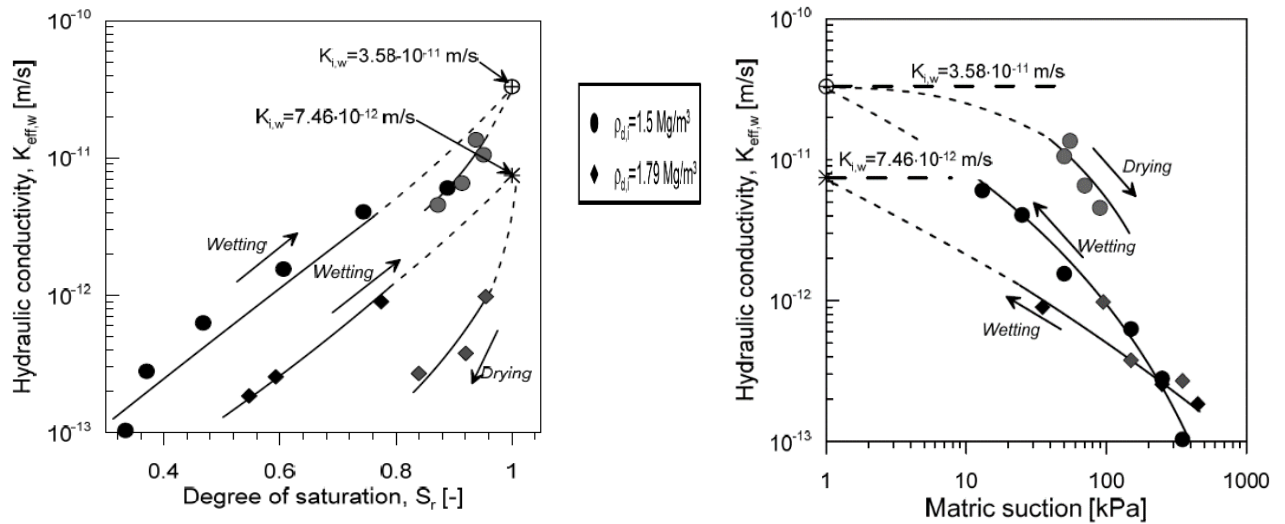


Figure 2:20 Conductivité hydraulique non saturée du mélange 80% sable-20% bentonite compacté à deux différentes densités sèches (Manca, 2015).

Guddouda et al. (2016) ont mesuré la conductivité hydraulique non saturée du mélange 85% sable-15% bentonite en fonction du degré de saturation à l'aide d'une technique de vapeur équivalent (VET). Les auteurs constatent que la conductivité hydraulique non saturée augmente avec le degré de saturation et diminue avec la succion, sa valeur était d'environ 2×10^{-18} m/s, pendant une période de 90 jours (Figure 2:21). Ces résultats sont globalement en accord avec ceux de nombreux chercheurs par différentes méthodes (Fleureau et al., 1994 ; Cui et al., 2002, 2008 ; Taïbi et al., 2009).

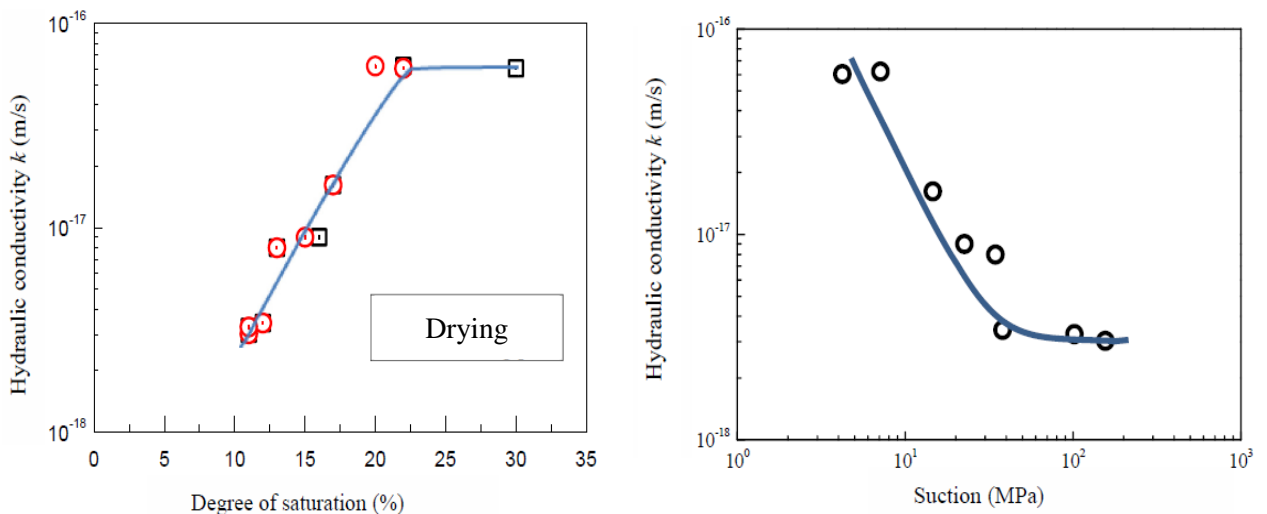


Figure 2:21 Conductivité hydraulique non saturée du mélange 85% sable-15% bentonite compacté (Guddouda et al., 2016).

2.2.4.3.D Influence de l'indice des vides

L'indice de vide (e) est défini comme le rapport entre le volume de vides et le volume de solides (Demers, 2008). La densité et l'indice de vide sont inversement liés. La perméabilité diminue à mesure que la densité augmente ou que l'indice de vide diminue. Il a été démontré par plusieurs auteurs que, pour une teneur en bentonite donnée, il existe une relation où le $\log(k_{sat})$ diminue linéairement avec l'indice des vides des mélanges sable-bentonite (Sivapullaiah et al., 2000, Bouloungage, 2015). Cette relation est valable pour toutes les contraintes de confinement testées.

Un mélange sol sableux-bentonite idéal contient suffisamment de la bentonite pour qu'une fois hydratée, la bentonite occupe tout l'espace des pores et en contrôle les propriétés hydrogéologiques (Kenney et al., 1992). Dans un tel cas, la conductivité hydraulique saturée globale du milieu tend à rejoindre celle de la bentonite. La capacité de la bentonite à occuper les pores du matériau de base est fonction de l'indice des vides du matériau de base et de la capacité de gonflement de la bentonite (Bouloungage, 2015). Kenney et al. (1992) ont indiqué que la conductivité hydraulique saturée de la bentonite est strictement fonction de son indice des vides. Ainsi, l'indice des vides de la bentonite dans un mélange sable-bentonite est un des facteurs les plus importants contrôlant la conductivité hydraulique saturée.

2.2.4.3.E Effet de la pression de confinement

La contrainte de confinement au moment de saturation et le fluide hydratant peuvent également avoir un effet sur la conductivité hydraulique finale (Morandini et Leite, 2014). L'intérêt de l'application d'une contrainte de confinement est de reproduire en laboratoire les conditions in situ.

Dafalla et al. (2015) ont réalisé des essais de perméabilité sur deux types de mélanges différents (sable-bentonite et sable-argile kaolinite) en utilisant l'appareil triaxial. Les pourcentages des bentonite et kaolinite varient de 5 à 20% et 5 à 25%, respectivement. Les résultats sont présentés sur les figures 2:22a, 22b. Ils montrent qu'une augmentation de la contrainte de confinement conduit à une légère diminution de la conductivité hydraulique dans les mélanges sable-bentonite et sable-argile. Cette diminution est faible pour une faible teneur en argile et significative pour une teneur en argile supérieure à 15 %.

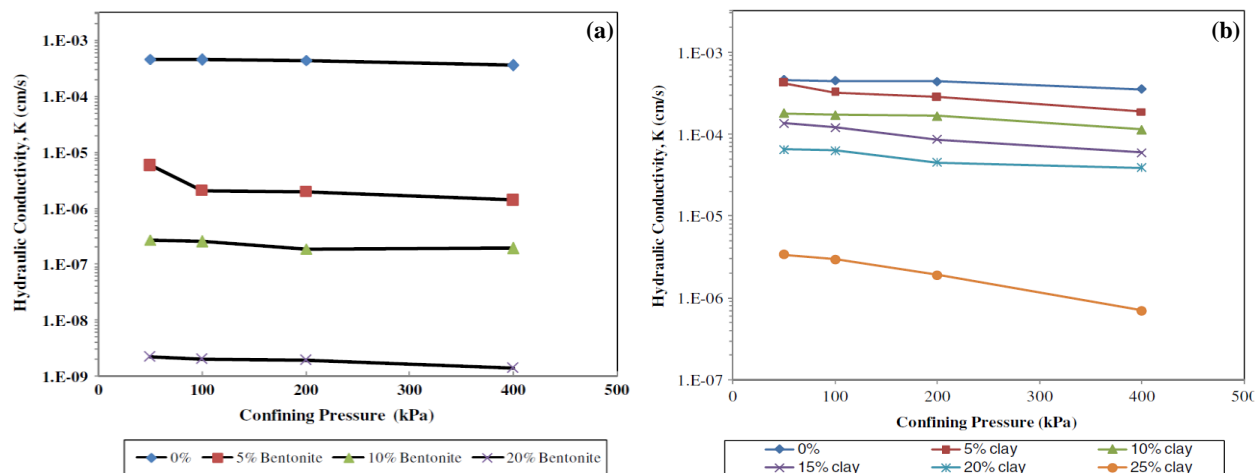


Figure 2:22 Variation de la conductivité hydraulique saturée en régime permanent en fonction de la contrainte moyenne effective pour les mélanges : (a) sable-bentonite et (b) sable-argile ($i = 60$) (Dafalla et al., 2015).

En général, la conductivité hydraulique des mélanges sable-bentonite est insensible à la variation des contraintes de confinements que celle les mélanges sable-argile.

Gueddouda et al. (2016) a étudié l'effet de contrainte de confinement sur la conductivité hydraulique saturée d'un mélange de 85% sable-15% bentonite par la cellule triaxiale de type Bishop-Wesley. Il a montré que l'effet de la contrainte de confinement sur la conductivité hydraulique est remarquable pour les contraintes inférieures à 400 kPa, au-delà de cette contrainte, la conductivité hydraulique peut varier, cela est dû à la forte consolidation de l'échantillon (Figure 2:23). Par conséquent $[\log \sigma'_3, \log k]$ dépend du niveau de surconsolidation de l'échantillon, autrement dit du domaine normalement consolidé et du domaine surconsolidé.

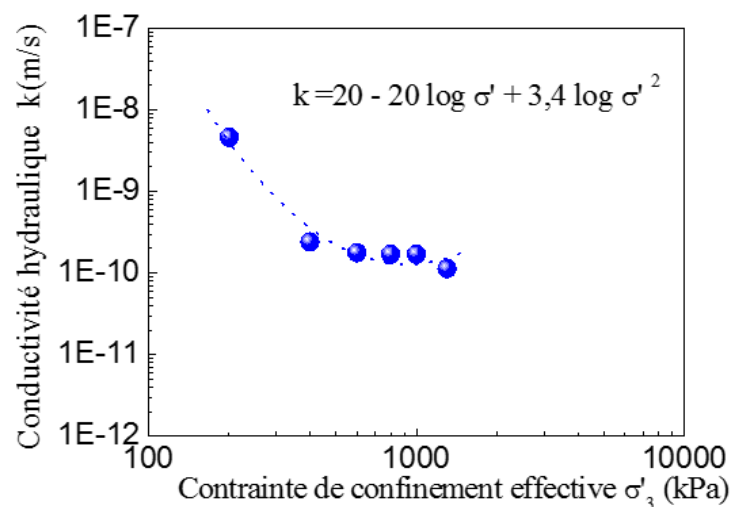


Figure 2:23 Variation de la conductivité hydraulique en régime permanent en fonction de la contrainte moyenne effective ($i = 57,14$) (Gueddouda et al., 2016).

2.2.4.3.F Influence de la température

L'une des principales caractéristiques des ISD classe II est la génération de chaleur dans les déchets, qui est due à des réactions exothermiques aérobies et anaérobies (liée à la consommation d'oxygène). Cette production de chaleur et son transport dans les déchets produisent un champ de température compris entre 30°C et 60°C. Cependant, la température à la surface de la couverture reste proche de la température de l'environnement (Sethi et Molfetta, 2007). Yesiller et al. (2008) ont déterminé les variations de température de couverture pour quatre décharges de déchets solides municipaux différents et ont déclaré que la température moyenne augmentait généralement de 2°C par mètre de profondeur.

Des variations modérées de température (de moins de 100°C) influent significativement sur le comportement de la bentonite, en particulier sur sa capacité de rétention d'eau, sa pression de gonflement, et sa conductivité hydraulique. La conductivité hydraulique de la bentonite, mesurée à chaud, augmente avec la température (Figure 2:24): selon Cho et al. (1999), la diminution de la viscosité de l'eau interstitielle contribue à cette augmentation significative (par un facteur 6).

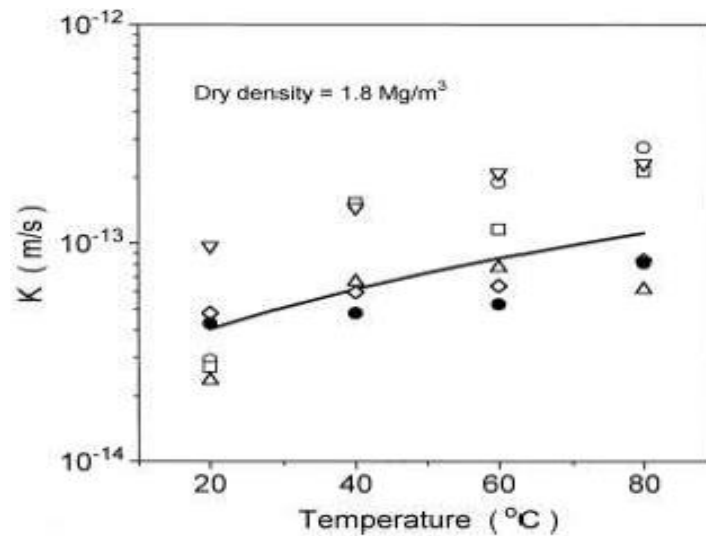


Figure 2:24 Conductivité hydraulique d’une bentonite chinoise compactée à une densité sèche de 1,8 Mg/m³, à différentes températures (Cho et al., 1999).

Zhang et al. (2013) ont montré que l’influence de la température sur la conductivité hydraulique non saturée des mélanges sable-bentonite est plus pertinente en cas des succions faibles et aucun effet clair est détecté en dessous d’un degré de saturation de 74%. La valeur de la conductivité hydraulique est comprise entre $1,13 \times 10^{-14}$ m/s et $1,91 \times 10^{-12}$ m/s pour une teneur en bentonite varie entre 0-50%.

Romero (1999), Romero et al. (2001) ont étudié l’effet de la température sur le comportement hydraulique de l’argile de Boom à l’état non saturé. Les résultats ont montré que l’effet de la température de 22°C et de 80°C était petit à faibles succions et que la courbe de rétention d’eau était insensible à la variation de la température à très hautes succions ($s \geq 50$ MPa). Ainsi, la perméabilité à 80 °C était plus importante que celle à 20°C à un même indice des vides. De plus, l’effet de la température était plus marqué pour des degrés de saturation plus élevés. Il était négligeable à $S_r = 75 \pm 5\%$.

Finalement, le changement de température entre 20°C et 75°C n’affecte pas significativement la suction totale (Arifin et al., 2006 ; Arifin, 2008). À des températures supérieures à 75°C ont eu l’impact le plus évident sur la conductivité hydraulique et la pression de gonflement de toutes les argiles (Pusch, 2015). Pratiquement la dissolution importante de la montmorillonite commence à des températures supérieures à 60°C, mais est supposée être très lente à des températures inférieures à 80°C - 90°C.

2.2.4.3.G Influence de la composition chimique du fluide interstitiel et du lixiviat des ISD

Une connaissance de la chimie de liquide d’écoulement dans les barrières de sol sableux-bentonite est essentielle car la composition de l’eau interstitielle influé sur la libération et le transport des contaminés dangereux (Fernandez et al., 2004). En général, la conductivité hydraulique à l’eau des mélanges sol sableux-bentonite montre des changements négligeables dans le temps (Glatsteina et Francisca, 2014).

Burgos et al. (2008) ont souligné que la conductivité hydraulique a augmenté lorsque la concentration des solutions chimiques a été augmentée pour le mélange sol sableux-bentonite compacté. Une différence de conductivité hydraulique saturée de deux ordres de grandeur est observée entre un essai

réalisé avec de l'eau distillée et d'autre avec une solution saline (solution inorganique) (NaCl, KCl et CaCl₂ avec une concentration entre 0 et 0,1 mol/l) (pH>8) (Arasan, 2010). Rao et Mathew (1995) ont constaté qu'en raison de la dispersion et de la défloculation les particules d'argile qui a réagi avec des produits chimiques, les propriétés géotechniques (en particulier, la conductivité hydraulique) de cette argile sont considérablement changées.

Les propriétés du sol peuvent être également affectées par les lixiviats des ISD (Ruhl et Daniel, 1997 ; Shan et Lai, 2002). Evans et Quigley (1992) ont montré que le lixiviat de déchets municipaux solide (DMS) provoque une réduction volumétrique et une diminution de la conductivité hydraulique des mélanges sable-bentonite. Après la percolation des polluants, ils ont montré des preuves sur les processus d'échange d'ions et altération des forces électrostatiques dans la bentonite (Simons et Reuter, 1985). Francisca et Glatsteina (2010) ont étudié la conductivité hydraulique à long terme d'une argile (kaolinite) compactée polluée au lixiviat (DMS). Ils ont signalé que la conductivité hydraulique n'était pas affectée de façon significative, mais qu'elle diminuait légèrement en raison du colmatage des pores et de la viscosité élevée des solutions (Annexe, 2). Une tendance similaire a été observée par Tang et al. (2015).

Li et al. (2015) ont étudié la conductivité hydraulique d'un mélange de 7,5% bentonite – 92,5% sable par trois types de liquide différents dans lequel l'eau potable, lixiviat (DMS) et lixiviats industriels (Les perfluorés composés PFC = 0.01 mg/l). La conductivité hydraulique de ce mélange a été presque constante dans les trios cellules d'essais, entre 10⁻¹² m/s et 10⁻¹¹ m/s (Figure 2:25a).

Glatsteina et Francisca (2014) ont montré que le comportement hydraulique du mélange 90% limon-10% bentonite compacté peut être modifié par la stimulation des micro-organismes dans les pores liés à l'injection de nutriments (AAS injection) (Figure 2:25b). Ils ont observé une diminution de la conductivité hydraulique de 3x 10⁻⁹ m/s à 5x10⁻¹¹ m/s liée aux mécanismes de colmatage biologique des pores (Annex :2). Les résultats obtenus montrent l'utilité du contrôle biologique des sols, où l'impact des micro-organismes est compris en termes d'augmentation ou de diminution de la conductivité hydraulique des mélange sol sableux-bentonite.

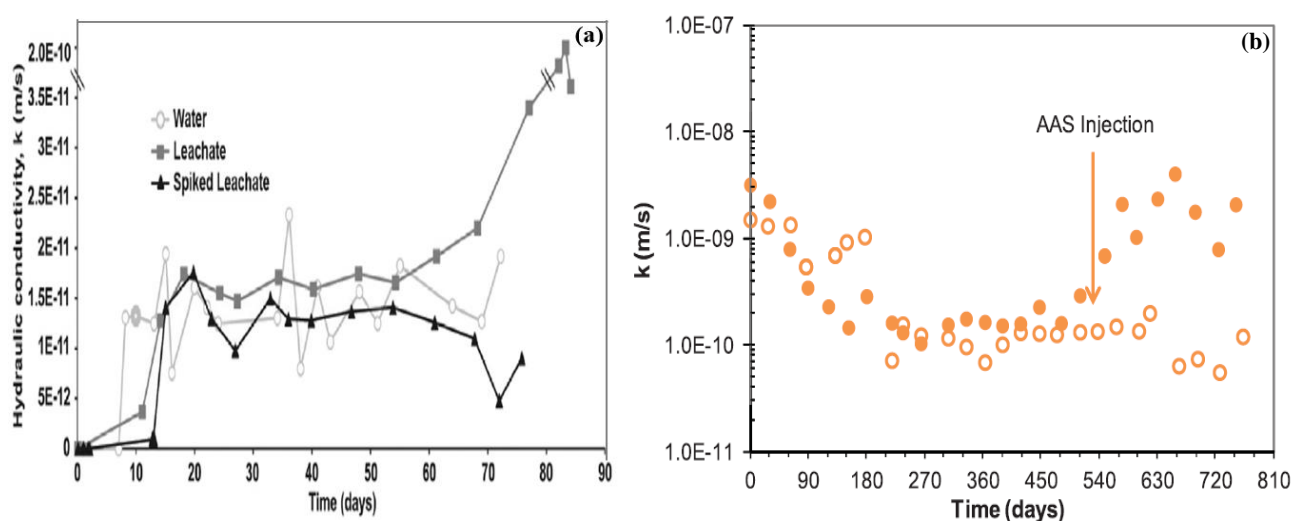


Figure 2:25 Effet du lixiviat sur la conductivité hydraulique saturée des mélanges : (a) 92,5% sable – 7,5% bentonite (Li et al., 2015) ; (b) 90% limon- 10%bentonite (Glatsteina et Francisca, 2014).

2.3 Comportement mécanique des mélanges sol sableux-bentonite

Les principaux avantages des mélanges sol sableux-bentonite ont une faible perméabilité et une stabilité mécanique élevée pour ses applications malgré la différence de distribution granulométrique et d'activité chimique de ces matériaux. En règle générale, plus la taille des grains est grande, plus la résistance est grande et les grains constitués d'un mélange de particules à différentes tailles sont généralement plus que celles qui sont uniformément calibrées (sarsby, 2013).

Les barrières passives compactées sont construites dans le but d'atteindre les normes réglementaires minimales pour la conductivité hydraulique, la résistance au cisaillement et la résistance à la compression non confinée (CNC). La norme exige que pour qu'un sol soit utilisé comme barrière étanche, la conductivité hydraulique doit être inférieure ou égale à 1×10^{-9} m/s, un angle de frottement de l'ordre de 30° , l'effets de retrait - gonflement faibles et/ou sans incidence et la résistance à la compression non confinée (R_c) supérieure ou égale à 200 kN/m^2 (Garcin et al., 1998 ; Kouloughli, 2007 ; Gueddouda et al., 2015).

2.3.1 Résistance au cisaillement

La charge normale de déchets peut provoquer des contraintes de cisaillement dans le système d'étanchéité et conduire à la formation de fissures et donc provoquer une augmentation de la conductivité hydraulique du matériau d'étanchéité. Les changements dans les caractéristiques chimiques de ce matériau dus à la contamination par les lixiviats peuvent affecter les sols compactés. Donc, il est essentiel d'évaluer les propriétés mécaniques des mélanges de bentonite-sable compactés.

En général, le critère de rupture le plus souvent appliqué aux sols est le critère de Mohr- Coulomb. Ce critère délimite deux domaines bien distincts, un domaine interne où le matériau reste stable et résistant, et un domaine externe où le matériau se met en rupture. Cette courbe est appelée « courbe intrinsèque ». L'expression de la courbe s'écrit habituellement (Éq. 2:23):

$$\tau = C' + \sigma_v \text{tg}(\varphi') \quad (2:23)$$

Où, C' représente un paramètre de résistance appelé Cohésion ; φ' est l'angle de frottement interne ; σ_v est la contrainte normale appliquée au plan de rupture ; τ est la résistance au cisaillement. Cette relation a été généralisée par Mohr, d'où l'appellation de la loi de Mohr –Coulomb. Les deux facteurs, C' et φ' sont définis comme étant les paramètres intrinsèques de la résistance au cisaillement des sols.

Le comportement contrainte-déformation des sols est généralement déterminé à partir d'essais de compression triaxial et des essais de cisaillement direct (Bishop et Donald, 1961 ; Head, 1986 ; Airey et Wood, 1987). Dans l'essai de triaxial, l'échantillon est entouré d'une pression de confinement, σ_3 , et cisailé en appliquant un déviateur, $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$. Habituellement, la déformation axiale est déterminée pendant la compression de l'échantillon, et la relation entre déviateurs (q), et la déformation axiale, ε_1 , peuvent être tracées (Figure 2:26). Pour les tests consolidés drainés (CD), la déformation volumétrique est déterminée, tandis que pour les tests consolidés non drainés (CU), la pression interstitielle est mesurée. Peu également être effectuée en réduisant la contrainte verticale.

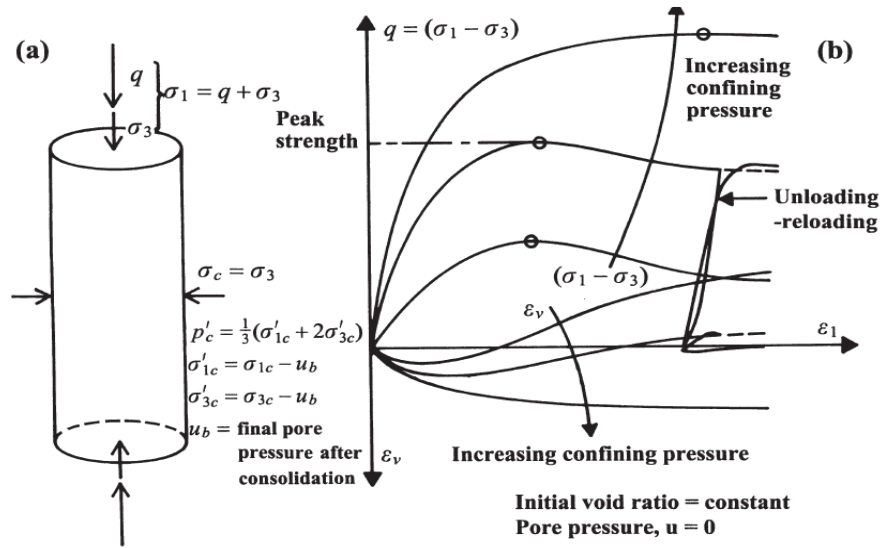


Figure 2:26 (a) Les contraintes appliquées dans les essais triaxiaux et (b) le comportement contrainte-déformation et le changement de volume du sable dans les essais drainés (Rowe, 2001).

La bentonite est un matériau hautement cohésif et a des valeurs plus faibles d'angle de frottement interne. Gleason et al. (1997) ont effectué des essais de cisaillement direct de consolidés drainé (CD) sur la Na-bentonite et Ca-bentonite pour déterminer leurs paramètres intrinsèques. La cohésion et l'angle de frottement internes ont été déterminés respectivement à 5,8 kPa et 21° pour la Ca-bentonite et à 6,0 kPa et à 12 ° pour la Na-bentonite.

Pour le mélange de sable-bentonite, Shafiee et al. (2008) ont rapporté que la résistance au cisaillement non drainé augmente avec l'augmentation de la teneur en sable. De même, Vallejo et Mawby (2000) ont démontré que la résistance au cisaillement est régie par la phase granulaire lorsque la teneur en sable est supérieure à 75% et par la phase cohésive lorsque la teneur en argile est supérieure à 40%. La prédominance de la matrice argileuse se produit lorsque la teneur en argile est supérieure à 40%, comme l'ont confirmé Wood et Kumar (2000). La pression interstitielle générée lors du cisaillement d'un élément argileux diminue à mesure que le degré de surconsolidation augmente. De même, Prakash et Chandrasekaran (2005) ont conclu que l'inclusion des grains du sable dans une matrice argileuse conduit à une augmentation de la pression interstitielle entraînant une diminution de la résistance au cisaillement non drainé.

Gueddouda (2011) a effectué des essais triaxiaux saturés : consolidé drainé (CD) et consolidé non drainé (CU) sur un mélange de 85% sable-15% Bentonite compacté à l'OPN. L'auteur présente les résultats dans les plans $[\epsilon_1 - q]$; $[p' - q]$; $[\epsilon_1 - e$ ou $u]$ (Figure 2:27). Dans le plan $[\epsilon_1 - q]$, l'allure des courbes est semblable dans les deux cas CU et CD. Il s'agit d'une augmentation importante de la contrainte déviatoire pour une très faible valeur de la déformation axiale sans faire apparaître des paliers francs, exception faite pour l'essai drainé et même non drainé à $\sigma_3' = 600$ kPa. Les plans $[\epsilon_1 - e$ ou $u]$ montrent respectivement pour $\epsilon_1 \cong 0,5$ % une légère contractante pour les essais drainés et une légère augmentation de la pression interstitielle pour les essais non drainés. Ces évolutions atteignent un extremum et leurs tendances s'inversent, autrement dit, on observe un dilatant des échantillons drainés avec une tendance vers des paliers dans la plupart des cas. Dans le plan $[p' - q]$, les chemins suivis par les essais non drainés sont typiques de ce type de matériau. En effet, après une montée

quasi verticale, les chemins s'incurvent vers la droite pour rejoindre la droite enveloppe des résistances maximales des essais drainés caractérisés par une pente $M_{max} = 1$.

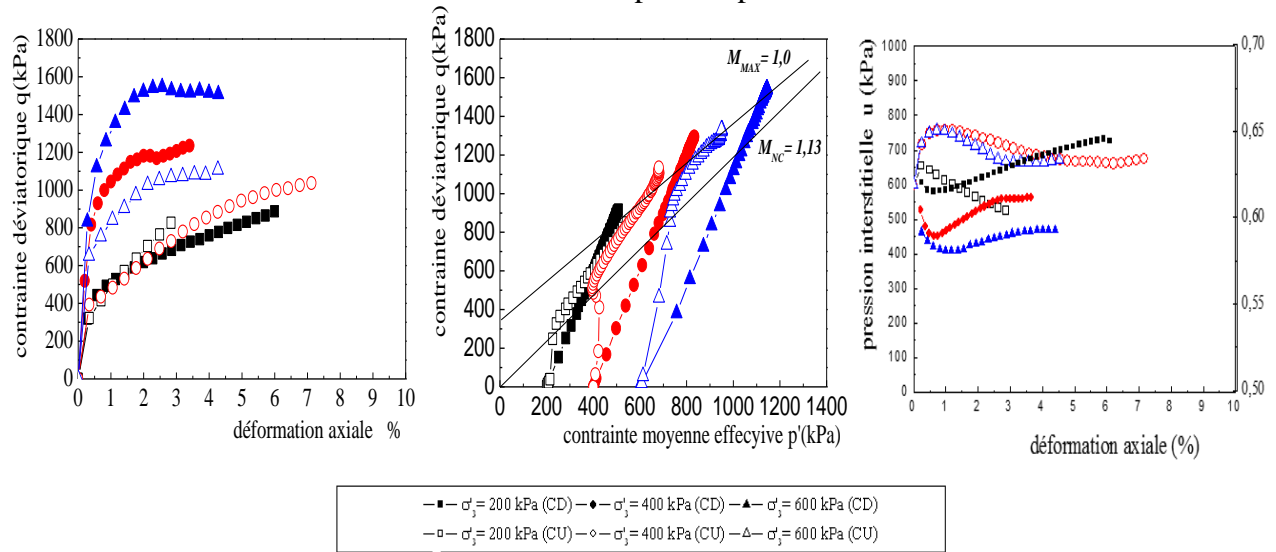


Figure 2:27 chemins de contraintes des essais CU et CD (Gueddouda et al., 2010).

Les caractéristiques mécaniques du mélange 85% sable-15% Bentonite sont synthétisées dans le tableau 2:7.

Tableau 2:7 Caractéristique mécanique du mélange 85%S-15%B (Gueddouda et al., 2010).

Type d'essai:	q_0 (kPa)	M_{max}	Plan [p' - q]	
			φ'°	$C' (kPa)$
CU et CD	350	1	26	150

Watanabe et Yokoyama (2016) ont trouvé que l'angle de frottement effective de la bentonite compactée et le mélange de 70% sable/30% bentonite compacté ($OCR > 2$), saturés par l'eau distillée était de $26,6^{\circ}$ et $28,6^{\circ}$, respectivement, et après l'immersion aux solutions NaOH et $Ca(OH)_2$ était de $32,5^{\circ}/34,5^{\circ}$ et $23,8^{\circ}/15,4^{\circ}$, immergés pendant 273/322 et 515/421 jours, respectivement (Figures 2:28a, 28b). Ils ont expliqué ce résultat en augmentant les échange des ions Na^+ et Ca^{+2} dans des échantillons immergés respectivement dans les solutions NaOH et $Ca(OH)_2$. Par la suite, l'angle de frottement interne a diminué et approché à la valeur initiale de la bentonite et du mélange bentonite-sable immergé pour 581 et 532 jours dans la solution NaOH, respectivement. Pour la solution de $Ca(OH)_2$, l'angle de frottement interne a diminué.

Pour la bentonite, la densité sèche a diminué de $0,94 \text{ mg/m}^3$ à $0,49 \text{ mg/m}^3$ avec l'augmentation de la libération de Si cumulative. La densité sèche du mélange sable-bentonite a légèrement diminuée et elle était plus petite que celle de la bentonite. Dans la solution NaOH, le changement significatif de la teneur en montmorillonite n'a pas été observé. L'augmentation de la teneur en montmorillonite a été observée dans la bentonite immergée dans une solution de NaOH pendant 581 jours. De plus, Sivapullaiah et Manju (2005) ont également indiqué que la solution de NaOH provoquait la formation d'un nouveau type de composés gonflants et que ces nouveaux composés augmentaient le gonflement de l'argile.

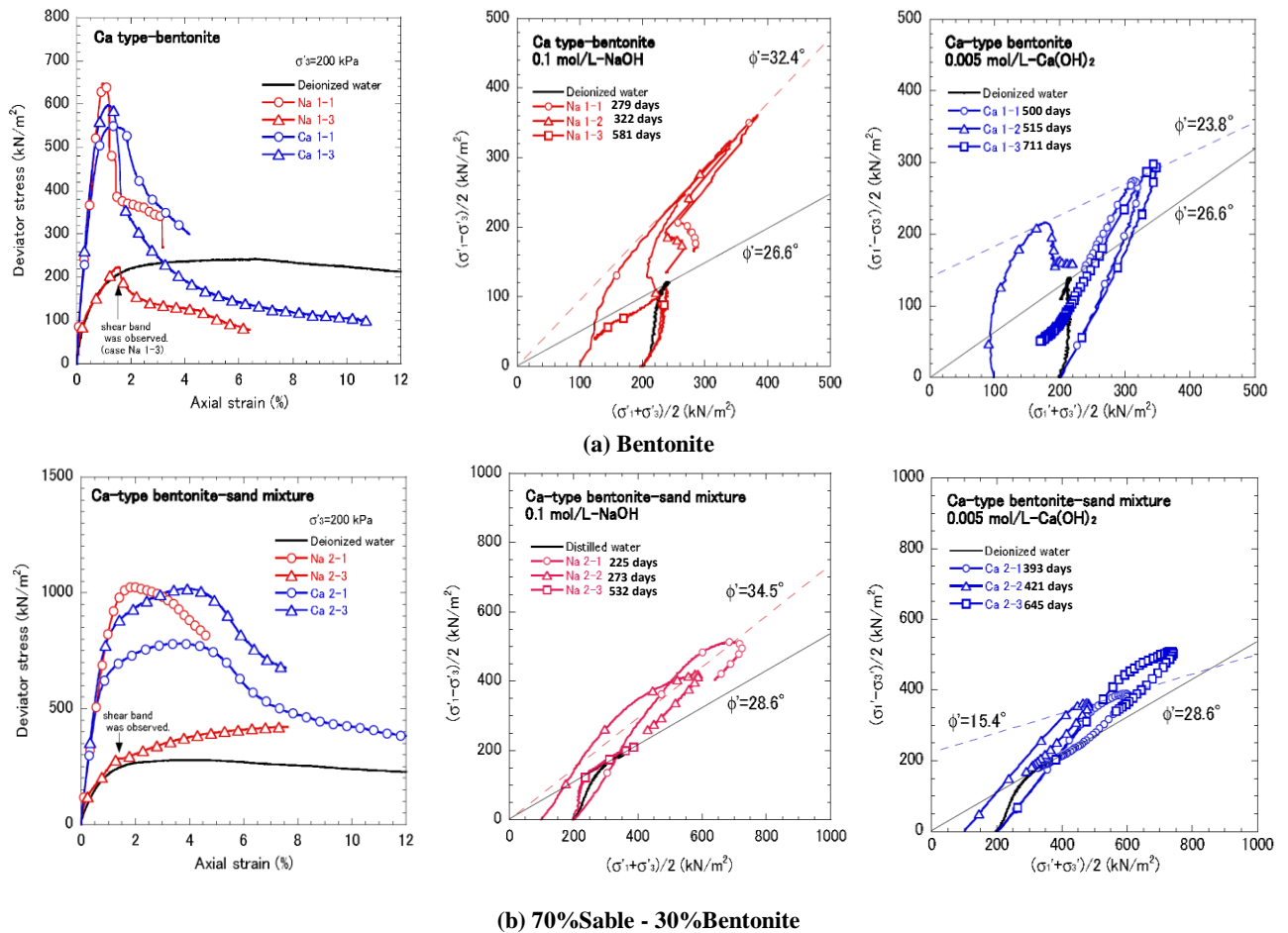


Figure 2:28 Courbes contrainte-déformation et le chemin de contrainte effective d'un essai CU pour : (a) bentonite (b) mélange sable-bentonite (Watanabe et Yokoyama, 2016).

Sridharan et al. (2002) ont évalué la résistance au cisaillement des argiles marines contaminées par des solutions salines (NaCl, MgCl₂, KCl et CaCl₂) ; ils ont constaté que, dans les sols kaoliniques, la résistance au cisaillement non drainée dans tous les teneurs en eau augmente avec la concentration de ces sels, tandis que le processus inverse dans les sols montmorillonitiques est observé. De même, Naeini et al. (2017) ont réalisé des essais de cisaillement direct, consolidés non drainés (CU), sur un mélange argile-bentonite contaminé par des solutions salines (NaCl, MgCl₂, KCl et CaCl₂). Les résultats ont montré que l'augmentation de la bentonite dans les argiles entraîne une augmentation de l'indice de plasticité et une réduction des forces d'attraction lorsque la concentration de la solution saline augmente et par conséquent la floculation de la formation des plaques d'argile et une augmentation de la résistance au cisaillement des argiles. Tandis que l'augmentation de la teneur en bentonite, due à l'augmentation excessive de la floculation de l'argile et à l'augmentation de l'indice des vides, la densité sèche et la résistance au cisaillement des argiles ont diminué.

Ayininuola et al. (2009) ont étudié la résistance au cisaillement d'une argile saturée par différentes concentrations de CaSO₄. Les résultats ont montré qu'en raison de la présence de sel CaSO₄ et du Ca²⁺ fourni par la formation d'une forte liaison entre les minéraux argileux, il y avait des augmentations initiales de l'angle de frottement et de cohésion du sol.

2.3.1.1 Effet du lixiviat des ISD classe II sur la résistance au cisaillement des barrières étanches

Le lixiviat des ISD classe II peut modifier les propriétés de compactage, de densité et de résistance du sol. Cependant, la résistance du sol varie en fonction des caractéristiques du lixiviat et du type de sol (Khodary et al., 2018).

Sunil et al. (2009) ont observé une légère augmentation de la cohésion effective C' du sol latéritique contaminé avec 20% de lixiviat de 18,46 KPa à 20,22 KPa et une réduction de ϕ' de 30,4° à 25,8° due à une augmentation du contenu en argile du sol latéritique après interaction avec le lixiviat (Figures 2:29a, 29b).

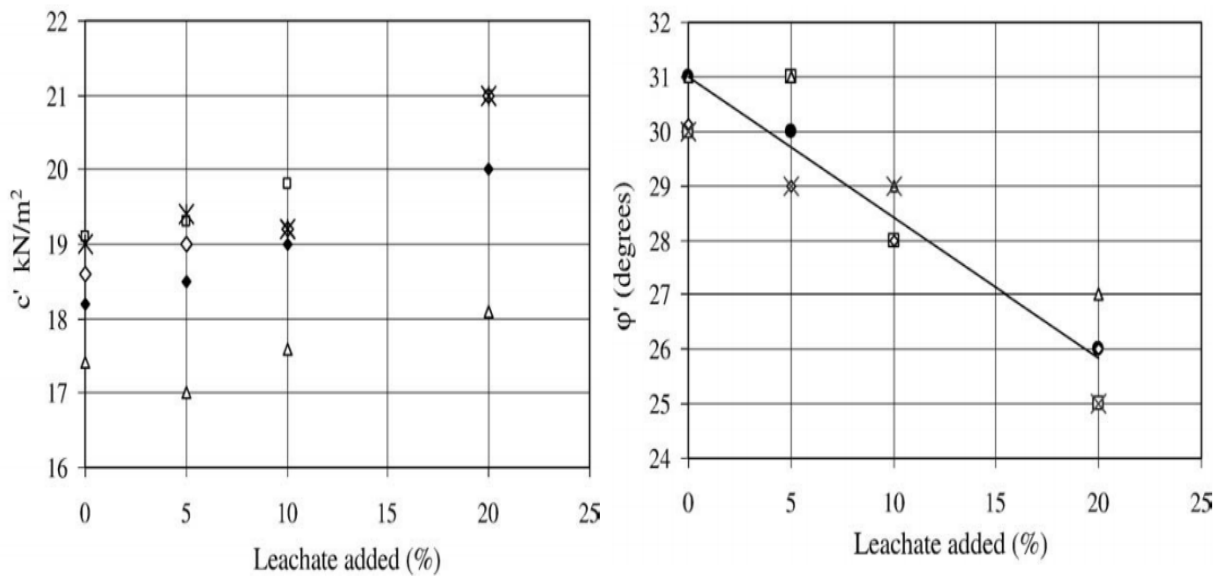


Figure 2:29 (a) Variation de la cohésion effective avec l'ajout du lixiviat (%) (b) Variation de l'angle de frottement effective avec l'ajout du lixiviat (%) (Sunil et al., 2009).

Harun et al. (2013) ont réalisé des essais triaxiaux non consolidés non drainés (UU) sur un sol sablo-argileux contaminé par le lixiviat. Ils ont constaté que la cohésion non drainée (C_u) du sol sablo-argileux est passée de 156 à 55,44 KPa avec une augmentation de 0 à 20 % du lixiviat des ISD classe II. De même, Li et al. (2013) ont signalé que l'ajout de lixiviat des ISD classe II a entraîné une augmentation de l'angle de frottement (ϕ) et une réduction de la cohésion (C) du sol argileux compacté. La réduction de C indique que les particules d'argile polluée par les lixiviats se dispersent en raison de la corrosion contre les composants cimentaires du sol.

2.3.2 Résistance à la traction et Résistance à la compression non confinées

2.3.2.1 Résistance à la traction

La détermination de la résistance à la traction du sol est utile dans la conception de couches compactées destinées à être utilisées comme barrières ouvragées, car elles peuvent être soumises à l'érosion due aux fissures de traction imposées par les changements climatiques. La nécessité d'étudier la résistance à la traction provient principalement de l'étude des sols non saturés, car la résistance à la traction est directement liée au potentiel de succion des sols non saturés (Peters et Leavell, 1988).

La minéralogie du sol joue, en plus, un rôle important dans son comportement en traction. Barzegar et al. (1994) ont montré que la teneur en argile dans un sol donné a une influence notable sur sa résistance à la traction. On note que les sols étudiés ont été obtenus par reconstitution d'un sol naturel en faisant l'extraction de l'argile qu'il contient, le sable et le limon. Ayant fixé la teneur en argile, du sable et du limon ont été ajoutés pour le mélange (Figure 2:30).

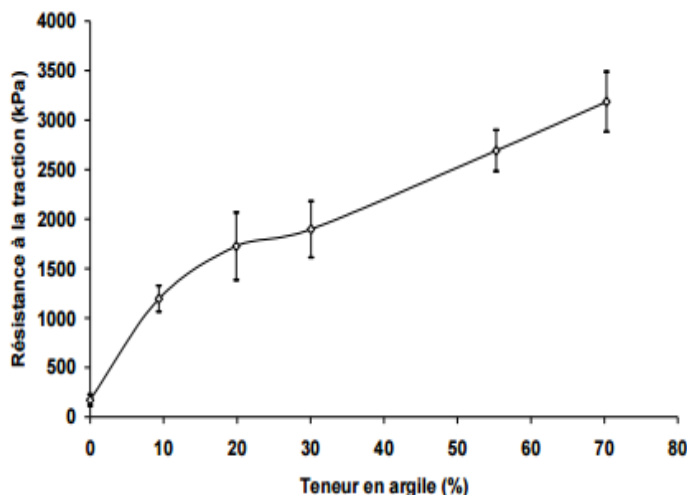


Figure 2:30 Influence de la teneur en argile sur la résistance à la traction (Barzegar et al., 1994).

En outre, Barzegar et al. (1994) ont constaté que lorsque la granulométrie des particules d'argile est plus fine, sa résistance à la traction devient importante. Ceci est dû au nombre important de contacts inter-particulaires formés dans le cas des particules fines, ce qui induit une forte adhésion entre les grains. La résistance à la traction d'un sol à la capacité d'échange des cations dans sa fraction argileuse. Il s'est avéré que plus la capacité d'échange des cations n'est importante, plus sa résistance à la traction augmente. Les auteurs lient en effet cette capacité d'échange des cations à l'adhésion entre les particules, et mentionnent qu'elle est inversement proportionnelle à leur taille.

Enfin, lorsque l'indice de plasticité augmente la résistance à la traction l'est aussi. Ce constat a été avancé par Madjoudj (2001), qui ont mesuré la résistance à la traction par fendage et par poinçonnement pour divers types de sols argileux ayant des indices de plasticité différents.

2.3.2.2 Résistance à la compression

Iravanian et Bilsela (2014) ont montré que la résistance à la compression non confinée atteint sa valeur maximale en 90 jours dans les mélanges de 85% sable- 15% bentonite et de 80% sable-10% bentonite-5% ciment, dont 90% des résistances sont obtenues en 28 jours de durcissement. La valeur maximale en 90 jours était d'environ 300 kPa et 1900 kPa pour le mélange sable-bentonite et le mélange sable bentonite-ciment, respectivement (Figure 2:31a et 31b). Les valeurs de traction étaient d'environ 25kPa et 170kPa en 28 jours pour le mélange sable-bentonite et le mélange sable bentonite-ciment, respectivement (Figure 2:31c).

Le vieillissement a fait que les échantillons de S-B sont devenus plus fragiles, avec une réduction de 47% de la déformation de rupture, tandis que les échantillons de SBC deviennent plus ductiles avec un double incrément de résistance à la rupture.

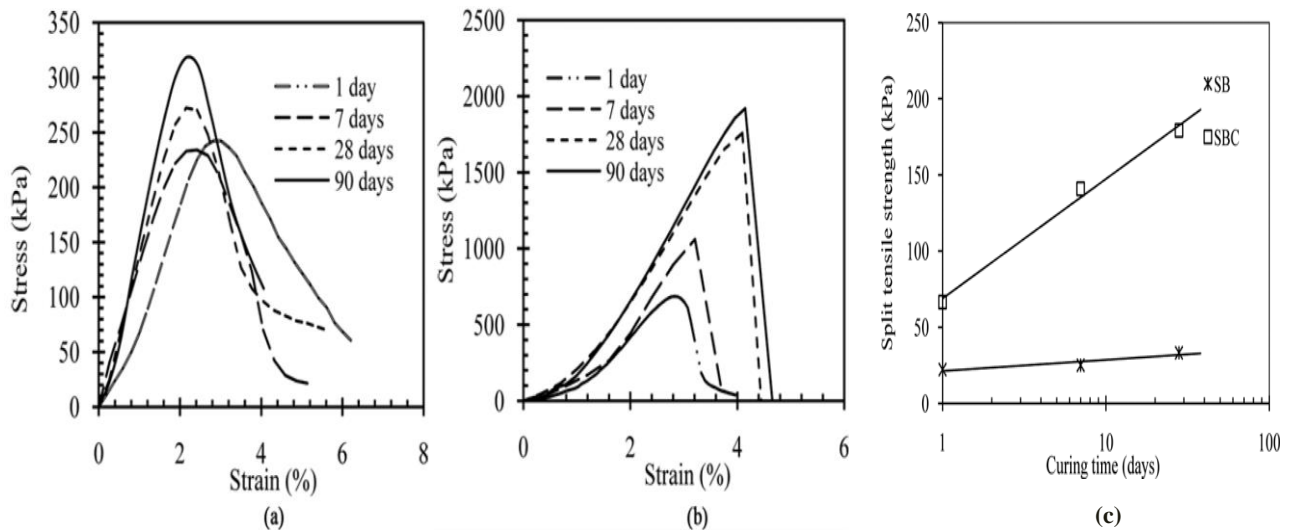


Figure 2:31 Compression non confinée en fonction d’âge de durcissement des échantillons : (a) Sable-bentonite (S-B) et (b) sable-bentonite-ciment (SBC) ; (c) Résistance à la traction en fonction d’âge de durcissement (Iravani et Bilse, 2014).

Khan et al. (2014) ont déterminé la résistance à la compression non confinée d’une argile naturelle (NC) de haute plasticité et deux mélangés contenant de 20% (CS-I) et 40% (CS-II) de sable (SP). Les résultats ont indiqué que les matériaux étudiés présentaient un comportement fragile sur le côté sec de l’optimum et un comportement ductile sur le côté humide de l’optimum (w_{opt}) (Figure 2:32). Pour chaque matériau, la résistance à la compression augmente avec l’augmentation de la densité suite à une fonction de loi de puissance. Inversement, la résistance à la compression augmente avec la diminution de la teneur en eau du matériau.

En général, la résistance à la compression a diminué avec l’augmentation de la teneur en sable en raison de l’hétérogénéité accrue des matériaux et de la perte de grains de sable sur les côtés pendant l’écrasement.

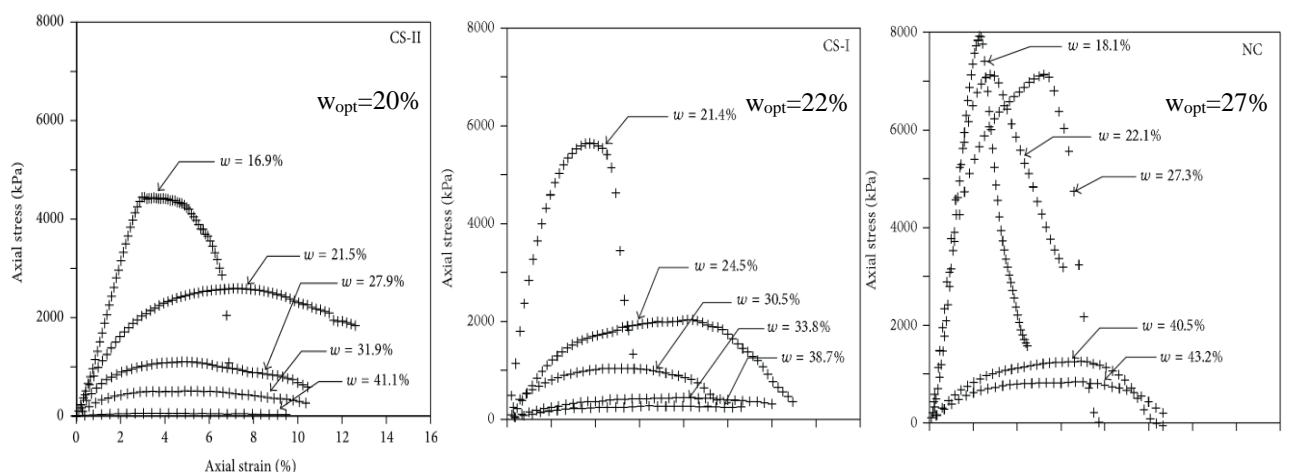


Figure 2:32 Comportement contrainte-déformation des matériaux 40% Sable-60% Argile (CS-II), 20% Sable-80% Argile (CS-I) et 100% d’argile (NC) (Khan et al., 2014).

Goual et al. (2012) ont réalisé des essais de compression non confinée sur différents mélanges de tuf-sable calcaire. Ils ont observé que la résistance maximale se stabilise à 20% de sable calcaire ajouté à partir du 14^{ème} jour, d’une valeur de l’ordre de 4,1 MPa (Figure 2:33). En effet, la baisse de la teneur

en eau provoque une augmentation de la succion dans l'éprouvette qui rigidifie le matériau, d'où une résistance plus importante de l'éprouvette. Ceci est expliqué dans le schéma de la Figure 2:34, où on remarque que la courbe de rétention d'un mélange tuf-sable calcaire se trouve au-dessus de celle du sable seul dans le plan (log s, w). Par conséquent, pour une même teneur en eau, le sable présente une succion s_2 inférieure à celle du mélange s_1 , d'où une résistance à la compression plus faible dans le cas du sable calcaire seul.

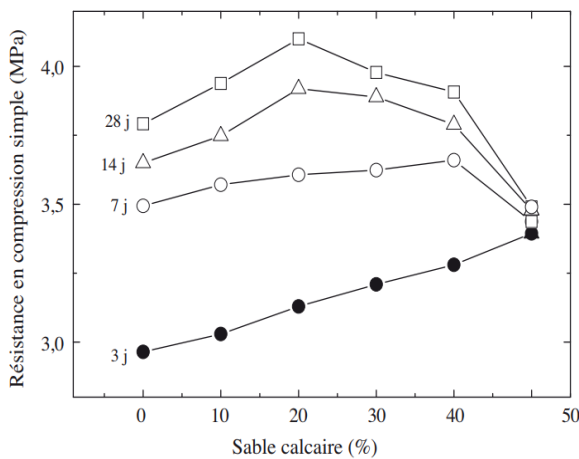


Figure 2:33 Schéma des courbes de rétention du mélange Tuf-Sable calcaire et du sable calcaire (Goual et al., 2012).

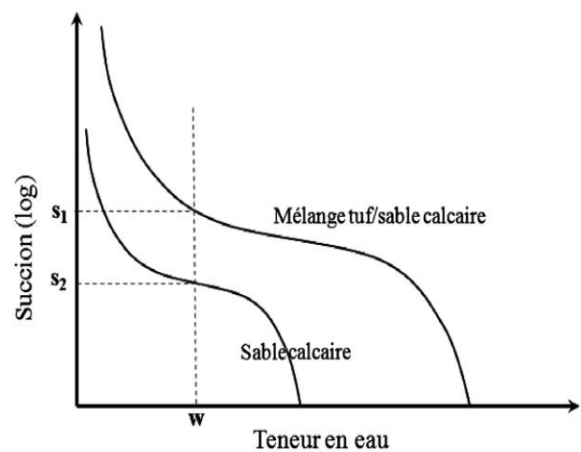


Figure 2:34 Variation de la résistance à la compression en fonction du pourcentage de sable calcaire pour différents âges (Goual et al., 2012).

Taïbi et al. (2009) ont réalisé des essais de compression non confinée sur deux craie (Figures 2:35a et 35b). Ils ont observé que la résistance maximale présente une décroissance hyperbolique en fonction de la teneur en eau. Tandis que, le module sécant E_{50} décroît quand la teneur en eau croît. Les éprouvettes ont présenté une rupture fragile pour des teneurs en eau plus faibles correspond à des succions de 100 MPa.

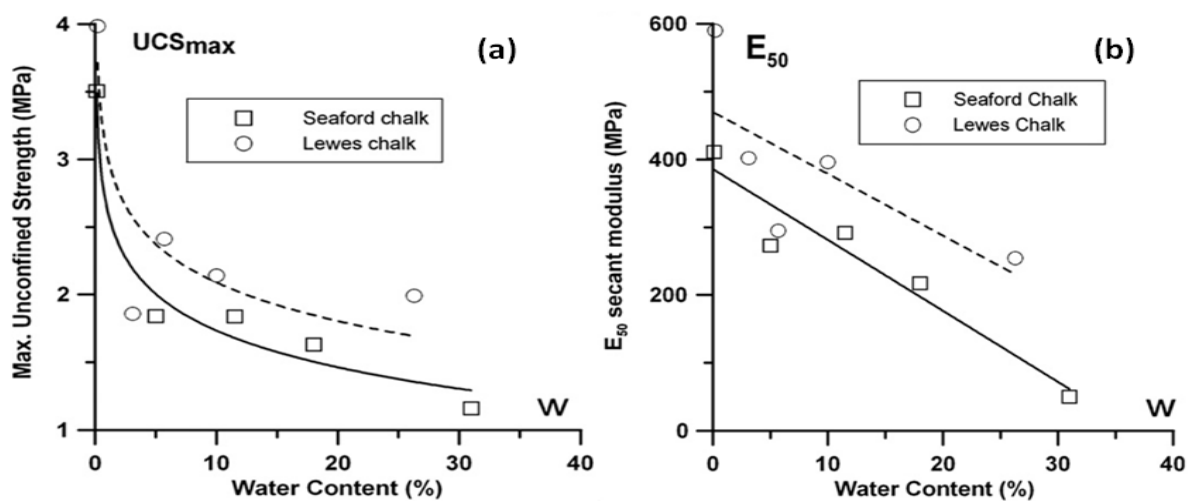


Figure 2:35 Variation (a) de la contrainte déviatorique maximale et (b) le module sécant d'une craie avec la teneur en eau (Taïbi et al., 2009).

Gomes Correia (1985) a signalé que l'influence de la succion sur les déformations permanentes est très importante dans une plage très proche de la saturation, alors qu'elle devient négligeable à de

faibles degrés de saturation. De plus, le module de Young varie en fonction de la succion. Les essais de Rampino et al. (2000) réalisé sur un sable silteux compacté, montre que le module de déformation verticale (E_v) augmente avec la succion.

Xue et Zhang (2014) ont évalué l'impact de la concentration de lixiviat des ISD classe II sur le comportement de dégradation des barrières d'argiles solidifiées. Ils ont constaté que la résistance à la compression non confinée de l'argile solidifiée diminuait considérablement avec l'augmentation du lixiviat.

Ochepo et Joseph (2014) ont étudié l'effet de la contamination par le pétrole sur la résistance du sol latéritique stabilisé à la chaux. Les résultats ont indiqué que la résistance du sol stabilisé à la chaux était réduite par la contamination au pétrole. Les valeurs de la résistance à la compression non confinée ont été réduites de 46%, 23% et 13% aux temps de durcissement de 7, 14 et 28 jours, respectivement.

Généralement, si le matériau de barrière ouvragée n'est pas répondu le critère de la résistance à la compression (peu de cohésion), nombreux auteurs ajoutent une quantité de ciment au mélange sol sableux-bentonite.

2.4 Conclusion

Les principales techniques d'imperméabilisation pour les barrières d'étanchéités qui existent actuellement ont été présentées. À cela s'ajoute une technique de traitement de sols par ajout de bentonite pour améliorer les propriétés hydrauliques et chimiques de ces sols et la retardation des polluants dépend leur perméabilité.

Dans la première partie, on a présenté une description de l'état énergétique de l'eau, des relations qui existent entre la pression interstitielle négative et les paramètres d'état du milieu poreux (w , S_r , e) (courbe de drainage- humidification). La représentation globale du chemin de drainage- humidification d'un mélange sable-bentonite est effectuée dans 5 graphiques qui se correspondent verticalement et horizontalement, elle permet de mettre en évidence les correspondances entre les variations des principaux paramètres. Les résultats des études ultérieures montrent que l'ajout de 10 % de bentonite à un sol grenu augmente radicalement sa capacité de rétention d'eau.

Ensuite, on a montré que le pourcentage de la bentonite qui a été ajoutée au sable limoneux (SM) moins que celle ajoutée au sable étalé (SW) et ce dernier moins que celle sable uniforme (SP) pour obtenir une conductivité hydraulique saturée inférieure au 10^{-9} m/s. De plus, l'augmentation de la teneur en bentonite au-delà de 10% ne mène pas une grande amélioration de l'imperméabilisation. Pour la conductivité hydraulique non saturée de sol sableux-bentonite généralement dépend sa courbe de rétention, ce qui est lié à des effets climatiques avant et après le stockage des déchets. L'effet du lixiviat sur la conductivité hydraulique saturée est augmenté ou diminué selon le type de sol et ses éléments nutritifs nécessaires pour vivre des micro-organismes.

Dans la dernière partie, le comportement sur chemins triaxiaux saturés (en conditions drainées et non drainées) des mélanges sol sableux-bentonite compactés a été présenté sur plusieurs plans pour en

déduire les facteurs principaux qui peuvent influencer le comportement mécanique de ces barrières (en termes de résistance et de déformabilité). L'enveloppe de résistance en contraintes effectives pour les sols-bentonite compactés surconsolidés est la même pour les essais drainés et non drainés. D'après plusieurs auteurs l'angle de frottement des matériaux utilisés pour les ISD est de l'ordre de $30^{\circ} \pm 3^{\circ}$ et R_c varie entre 200 kPa et 300 kPa. La résistance à la compression non confinée et la résistance à la traction d'un mélange à teneur en bentonite de 10% sont suffisamment acceptables. D'autre part, la résistance du sol destiné à la réalisation des barrières étanches des ISD varie en fonction des caractéristiques du lixiviat (organique ou/et inorganique) et du type de sol qui gonfle ou non.

Chapitre 3 Caractérisation des matériaux étudiés

3.1 Introduction

Une quantité volumineuse de littératures en faveur de l'utilisation de couche minérale utilisant des matériaux disponibles localement pour la réalisation des barrières étanches. Si le matériau local ne satisfait pas aux exigences de conductivité hydraulique, il est possible d'améliorer ses performances hydrauliques par traitement à la bentonite. Ceci nécessite des connaissances géotechniques pour trouver dans la région un bon matériau qui peut être compacté, avec une densité élevée et une perméabilité faible.

Un autre point est d'avoir une bonne disponibilité locale de matériaux en terre pour couvrir les travaux ou les différentes étapes de la décharge. Les ISD nécessitent un grand volume de ces matériaux pour couvrir les déchets. Pour cela, il est possible d'utiliser des matériaux de construction inertes.

L'abondance des tufs et des rochers calcaires dans notre pays couvre une superficie d'environ 300 000 km². Particulièrement dans les régions arides et semi-arides, le tuf et le sable concassé présentent une alternative bon marché au sable comme additif à la bentonite pour être utilisés comme une barrière passive en satisfaisant les recommandations de conception des installations de stockage des déchets (ISD) (Demdoum et al., 2016a).

Ce chapitre présente une caractérisation de matériaux locaux à base de tuf, de sable calcaire concassé (de la région de Laghouat) et de bentonite de carrière de Maghnia pour la conception des barrières ouvragées destinées à la réalisation des fonds des ISD dans les régions arides (sud de l'Algérie) pour arriver à proposer une formulation (mélange bentonite -sable calcaire -tuf) répondant aux critères réglementaires. Les mélanges bentonite –sable calcaire-tuf ont été choisis dans un but géotechnique, environnemental régional et économique, vu la disponibilité de ces matériaux dans les régions du sud.

3.2 Caractéristique des matériaux utilisés

3.2.1 Bentonite de Maghnia

3.2.1.1 Géologie du gisement de bentonite en Algérie

Généralement, les zones contenant les bentonites se situent dans la partie nord-ouest de l'Algérie. Elles sont composées d'une série de sédiments du Crétacé-Tertiaire (C-T) avec des coulées pyroclastiques et des coulées de lave en couches intercalées où se sont introduites des roches volcaniques de différentes compositions.

À environ 40 km à l'est de la Wilaya de Mostaganem, sur le long de la rivière de Chelif, une série de cinq couches distinctes de bentonite s'intercalent avec des couches de limons cendrés du Miocène (Figure 3:1a). Les plus grands gisements d'argiles bentonitiques brutes sont situés à Hammam Boughrara (15 Km à l'Est de la ville de Maghnia- Wilaya de Tlemcen). À certains endroits, la rhyolite a changé en bentonite et d'autres endroits par la kaolinite. Une digue de rhyolite qui plonge environ 60° coupe une séquence de sédiments du Miocène (Figure 3:1b,c). La partie centrale de la digue est changée à l'argile (bentonite ou kaolinite), préservant la texture de la rhyolite.

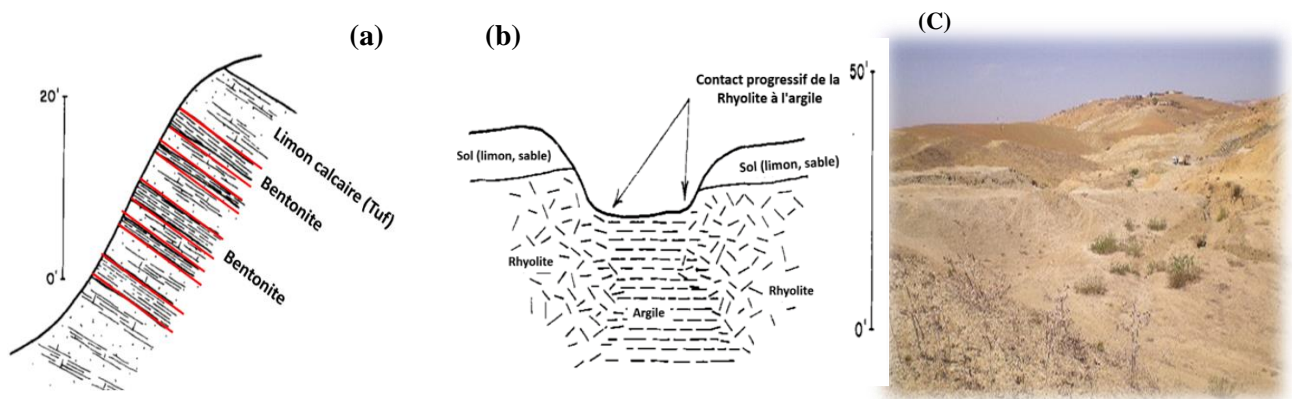


Figure 3:1 (a) Formation géologique (d'âge du Miocène) de la vallée de Chelif, 5 km au nord de Bellevue dans la région de Mostaganem, (b) Dépôt d'argile au nord-est de Maghnia dans la région de Nemours, Tlemcen (Grim et Guren, 1978), (c) Gisement de Hammam Boughrara.

Les bentonites de Maghnia d'âge Miocène sont également fréquentes sous la forme de couches de quelques mètres d'épaisseur (entre 0,5 et 9 mètres). Elles proviennent de cendres volcaniques. Les structures de cendres sont conservées dans la bentonite indiquant son mode d'origine. Hammam Boughrara, dans la région de Maghnia, est connu pour sa bentonite riche en montmorillonite de haute qualité (Grim et Guren, 1978).

3.2.1.2 Production de la bentonite en Algérie

La bentonite, est produite et commercialisée par la Spa BENTAL, filiale du groupe public ENOF, à travers ses deux grands gisements localisés à Hammam Boughrara dans la wilaya de Tlemcen et à M'Zila dans la wilaya de Mostaganem. Les gisements d'argiles bentonitiques en Algérie sont exploités depuis 50 ans (Figure 3:2). Après traitement chimique, les produits sont utilisés dans les boues de forages et la décoloration des huiles.

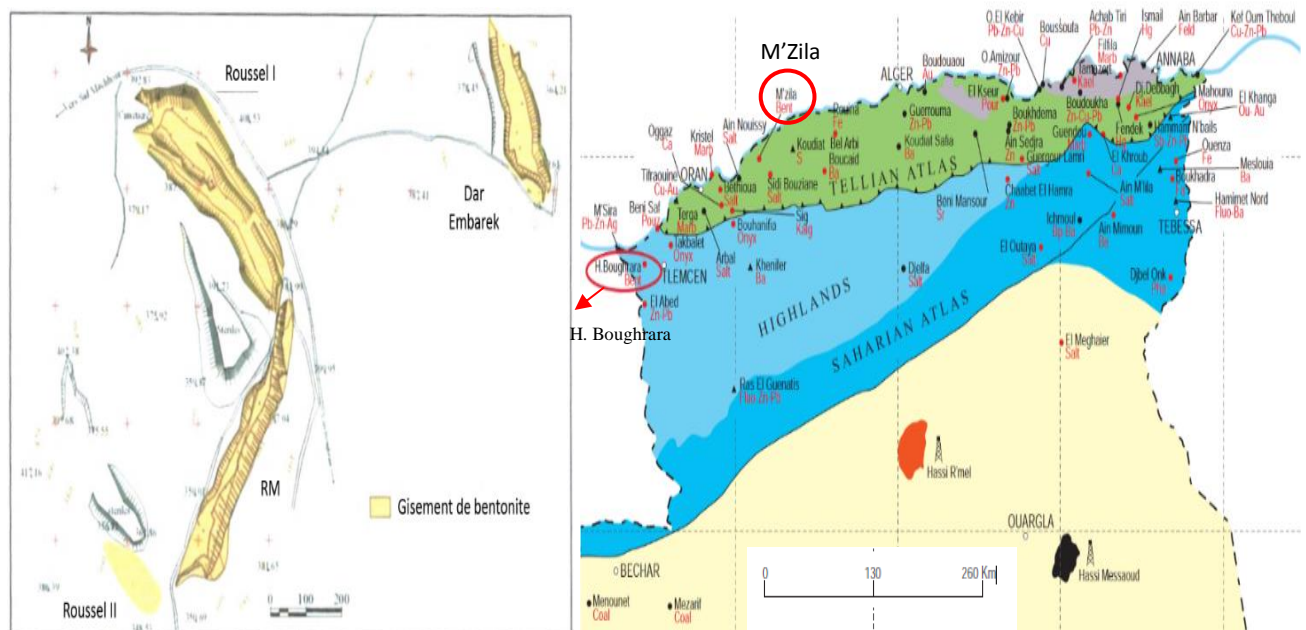


Figure 3:2 Localisation géographique des gisements Hammam Boughrara et M'Zila en Algérie (Direction générale des mines, 2009).

La production de bentonite pour l'année 2009 s'est élevée à 31600 tonnes en augmentation de +3,3% par rapport à l'année 2008 et 39,2% par rapport à l'année 2000 (Direction générale des mines, 2009). Cette augmentation de production est liée à la hausse de production observée au niveau du gisement de Hammam Boughrara. En 2015, la production de bentonite de Maghnia a été de 120000 tonnes/an dont 20000 tonnes/an de Terres décolorantes, répartie sur 5 gisements (Roussel, Bab, Dar Embarek, Torba et la région de Maghnia RM) (Figure 3:2).

3.2.1.3 Bentonite utilisée

La bentonite utilisée au cours de notre travail est une bentonite de forage, extraite du gisement de Hammam Boughrara. Elle nous a été fournie traitée à l'état finement broyé conditionné dans des sacs de 50 kg (Figure 3:3).

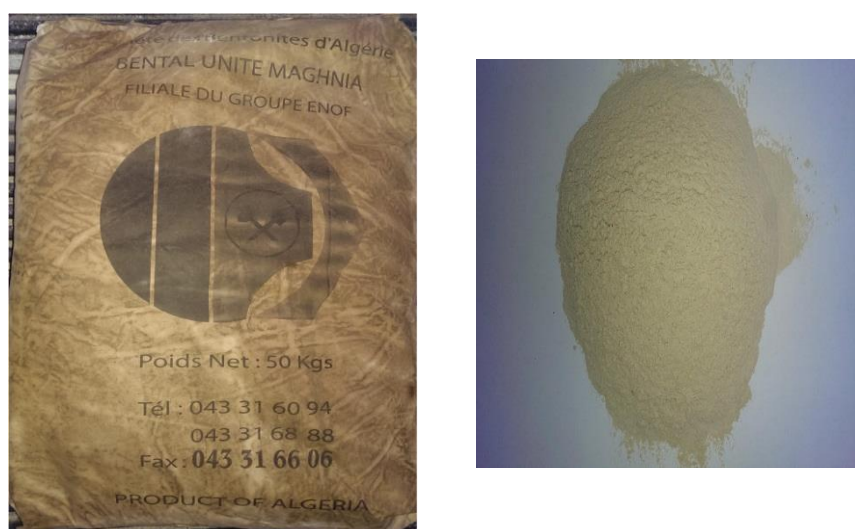


Figure 3:3 Bentonite de Maghnia.

3.2.1.4 Analyses minéralogiques

Le diffractomètre aux rayons X a été utilisé dans cette analyse afin de déterminer les différentes proportions de minéraux constituant l'échantillon. L'essai est effectué au laboratoire de physique de l'université Amar Teledji de Laghouat. Les conditions expérimentales ont été les suivantes : appareillage X'PERTPRO automatisé, balayage de 2° à 70° 2θ sur lames orientées, vitesse de balayage de $0,02^\circ$ 2θ /seconde, échantillon fixe, système informatique, permettant l'exploitation et le tracé des résultats acquis (Figure 3:4).

Les résultats des essais de diffraction aux rayons X ont prouvé que le minéral prédominant dans la bentonite est la montmorillonite [la formule structurale : $(\text{Na}, \text{Ca})_{0.3}(\text{Al}, \text{Mg})_2 \text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$], comme montré par le spectre dans la figure 3:3, on constate également la présence du quartz, la calcite, l'oxyde d'aluminium (Al_2O_3), l'oxyde ferrique (Fe_2O_3) et des traces de l'illite.

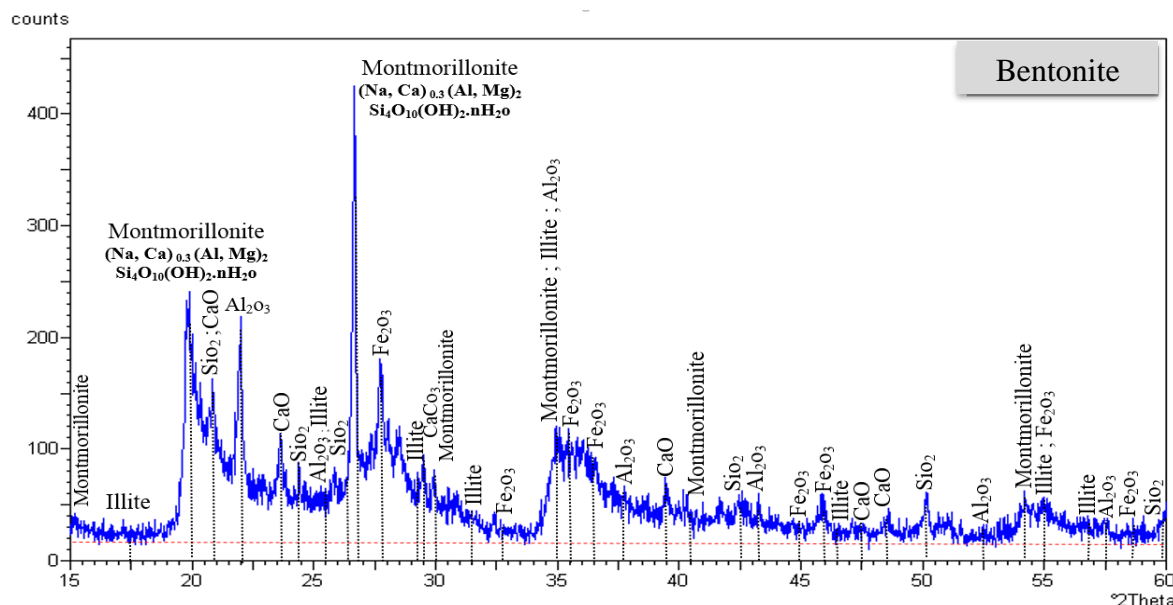


Figure 3:4 Diffractogramme aux rayons X (DRX) d'un échantillon de bentonite de Meghnia (Demdoum et al., 2017).

3.2.1.5 Analyse chimique

Les analyses chimiques de la bentonite de Maghnia ont été réalisées par le laboratoire central de l'ENOF à El-Harrach (Alger). La méthode de ces analyses consiste à prélever une quantité précise de bentonite, l'échantillon est étuvé à 110°C puis chauffé à 1000°C pour transformer les constituants de la bentonite en oxydes dont les teneurs sont évaluées en pourcentage massique. Les résultats sont présentés dans le tableau 3:1.

Tableau 3:1 Composition chimique de la Bentonite de Maghnia (Demdoum et al., 2017).

BENTONITE	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Na ₂ O	CaO	K ₂ O	MgO	Fe ₂ O ₃	PF	pH
%	55 – 65	12 – 19	1 – 3	1 - 2	0,5 – 1,18	2 – 3,4	1 – 3,4	8,2	9,5-10,5

Il ressort de l'examen des résultats de la composition chimique de la bentonite de Maghnia qu'elle présente un silicate à tendance aluminite avec une forte teneur en SiO₂ (>50 %). Le type d'argile peut être déterminé par le calcul du rapport SiO₂/Al₂O₃. Pour la bentonite de Maghnia, ce rapport varie entre 3,42 et 4,58, est en accord avec celui de la montmorillonite qui compris entre 2 et 5,5 (Grim et Guren, 1978). Le contrôle systématique du pH de la bentonite a révélé la nature fondamentale de ce matériau (tableau 1). Il est compatible avec le pH typique de la suspension de Na-bentonite dont des valeurs de pH allant de 9 à 10 (Kaufhold et al., 2008).

3.2.1.6 Analyse granulométrique

L'essai a pour but de déterminer en poids, la distribution des particules des sols suivant leurs dimensions. L'analyse granulométrique s'obtient par deux opérations successives et complémentaires :

- ✓ Le tamisage sous l'eau (par voie humide) pour les particules de dimensions ≥ 80µm (0.08mm), l'essai est effectué selon la norme AFNOR NF P94-056 (1996b) ;

- ✓ La sedimentometrie pour les particules de dimensions $< 80\mu\text{m}$ qui complète le premier. Elle est effectuée selon la norme AFNOR NF P 94-057 (1992).

Les résultats de cette analyse sont traduits par des courbes représentées dans la figure 3:5. On remarque que le taux des particules inférieures à $2\mu\text{m}$ est de l'ordre de 60% ($>50\%$) ainsi que le taux des particules inférieures à $80\mu\text{m}$ est de l'ordre de 85%, ce que nous indique que la bentonite de Maghnia est une argile moyennement fine.

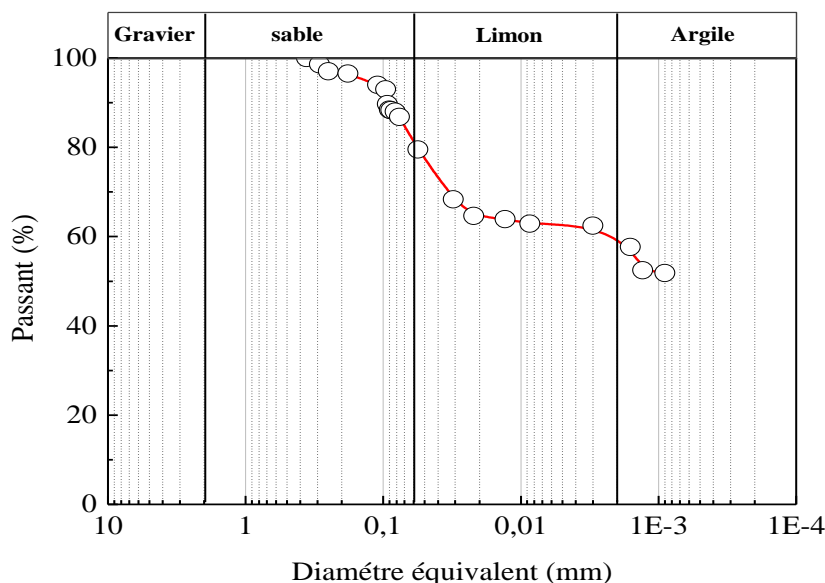


Figure 3:5 Courbe granulométrique de la bentonite de Maghnia.

3.2.1.7 Densité des grains solides

Cet essai a pour but de mesurer le poids spécifique des sols au moyen du pycnomètre (condensateur de châtelet). Le poids spécifique d'un sol est le rapport du poids des grains solides à leur volume absolu.

La norme ASTM D854 (2014) présente la densité relative des divers minéraux. Dans le cas de composition minérale du sol n'est pas connu, la meilleure valeur de densité relative est souvent estimée à environ 2,65 pour les sables, et environ 2,70 pour les argiles (Rowe, 2001). Toutefois, il convient de noter que la densité relative pour certains sols peut varier sensiblement de ces valeurs. La valeur spécifique de la densité des grains solides de la bentonite varie entre $2,75 \text{ kN/m}^3$ à $2,78 \text{ kN/m}^3$. Donc,

on choisit une densité de : $\gamma_s = 27,5 \text{ kN/m}^3$; $G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = 2,75$

3.2.1.8 Essai Proctor Normal

Cet essai normalisé par AFNOR NF P 94-093 (1997), permet de reproduire au laboratoire les conditions de compactage sur chantier. Les résultats de cet essai sont présentés sur la figure 3:6. La bentonite présente une teneur en eau optimale de l'ordre de 33% et un poids volumique sec maximum de l'ordre de $12,10 \text{ kN/m}^3$.

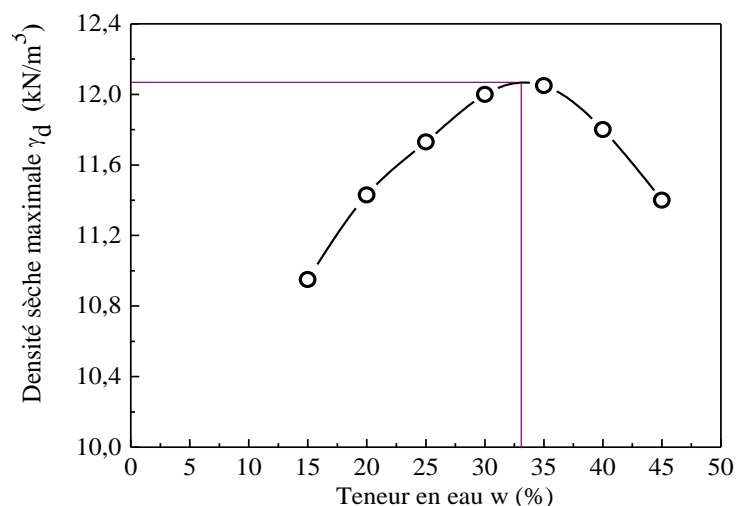


Figure 3:6 Courbe Proctor Normal de la bentonite de Maghnia.

3.2.1.9 Essai au bleu de méthylène BM

L'essai est réalisé selon la norme AFNOR NF P 94-068 (1998) et consiste à déterminer la quantité du bleu de méthylène (BM) nécessaire pour recouvrir d'une couche monomoléculaire de la surface des particules d'un sol en suspension dans l'eau. D'autres objectifs de l'essai de BM ont été destinés pour déterminer le pourcentage de montmorillonite présent dans la bentonite (ASTM C837-99, 1984). Higgs (1988) a indiqué que l'indice de bleu de méthylène (V_{MB}) donne une approximation de la montmorillonite présente dans la bentonite.

Dans notre travail, on a déterminé la capacité d'absorption de la bentonite à l'aide du test des tâches. Ce dernier consiste à former avec une goutte de la suspension sur du papier-filtre normalisé, une tâche qui est le dépôt de sol coloré en bleu, entouré d'une zone humide en général incolore. L'excès du bleu se traduit par l'apparition dans cette zone d'une auréole d'un bleu clair. Le test est alors positif (Éq. 3:1).

$$\text{La valeur du bleu } V_B = \frac{\text{Quantité du bleu adsorbée (cm}^3\text{)}}{\text{Poids sec de la prise}} \quad (3:1)$$

S'agissant d'une absorption, cette quantité est en fait directement liée à la surface spécifique totale des particules du sol. Donc, ainsi que l'indique Tran (1981) « Un sol absorbera d'autant plus de bleu de méthylène que :

- ✓ La quantité d'argile qu'il contient est importante
- ✓ Cette argile est active, c'est-à-dire qu'elle développe une surface spécifique interne et externe élevée ... ».

Une relation entre la surface spécifique totale (S_{st}) et la valeur de bleu de la phase argileuse V_B (0/2 μm) a été mise en évidence par Cinot et Gaillabaud (1982) (Éq. 3:2):

$$S_{st} = 21. V_B \quad (3:2)$$

Les résultats de la valeur au bleu de méthylène et de la surface spécifique totale de la bentonite sont indiqués dans le tableau 3:2.

Tableau 3:2 Surface spécifique totale (Sst) de la bentonite.

	V_{BS}	$Sst (m^2/g)$
<i>B</i>	22	462

D'après la classification de Tran (1981) basée sur la valeur de bleu de méthylène et la surface spécifique, la bentonite de Maghnia contient un fort pourcentage en Montmorillonite.

3.2.1.10 Limites d'Atterberg

Selon la teneur en eau d'un sol fin, ses propriétés mécaniques évoluent depuis celles d'un solide (teneur en eau faible) à celles d'un liquide (teneur en eau élevée). Cette évolution est définie de manière conventionnelle par des limites de consistance. Ces limites déterminées sur la fraction du sol passant à travers des tamis de 400 μ m. Les limites utilisées sont :

- ✓ Limite de liquidité notée w_L (AFNOR NF P 94-051, 1993a) : teneur en eau d'un sol remanié caractérisant la transition entre un état liquide et un état plastique.
- ✓ Limite de plasticité notée w_P (AFNOR NF P 94-051, 1993a) : teneur en eau d'un sol remanié caractérisant la transition entre un état plastique et un état solide.

La figure 3:7 illustre les divers états du sol fin en fonction de la teneur en eau naturelle croissante (w) du sol.

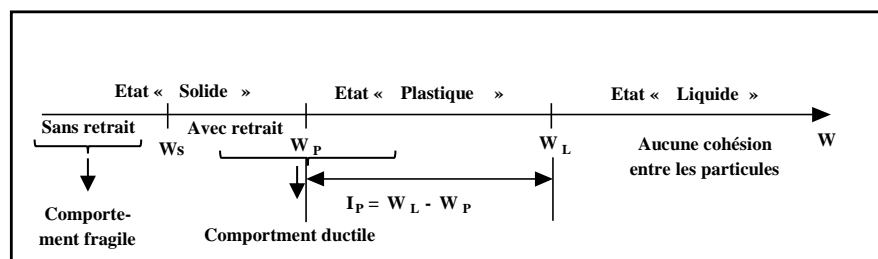


Figure 3:7 Divers états du sol fin.

Le sol fin est caractérisé par son indice de plasticité I_p , qui est la différence entre les deux limites principaux de liquidité (w_L) et de plasticité (w_P). Ce paramètre est très important, car il caractérise le taux de plasticité du sol et le potentiel de son gonflement (section 3.3.5.2).

Le sol fin comme les argiles peut être dans un état solide avec eau (état dite «solide avec retrait», c'est-à-dire solide avec diminution de volume au fur et à mesure que l'eau s'échappe du sol) ou sans eau était appelé «solide sans retrait» sans diminution de volume puisque l'eau a totalement disparu). Ainsi, il est d'usage d'introduire une limite de solidité ou limite de retrait, notée w_s séparant ces deux états. À partir d'une teneur en eau proche de w_L d'un sol lentement drainé, la valeur de w_s est supérieure ou égale à w_p . En général, la limite de retrait des argiles varie comme la suivante :

- ✓ Pour les argiles peu sensibles à l'eau : $w_s \approx w_p$
- ✓ Pour les argiles sensibles à l'eau : $w_s > w_p$

Les mesures de ces limites pour la bentonite de Maghnia sont indiquées dans le tableau 3:3.

Tableau 3:3 Limites de consistance de la bentonite.

$w_L(\%)$	$w_P(\%)$	$I_P(\%)$
141	48	93

La connaissance de w_L et I_P permettent de situer les sols dans le diagramme de plasticité de Casagrande (cf. Figure 3:21, page 86). Placée dans le diagramme de plasticité, la bentonite de Maghnia apparaît comme une argile très plastique.

Plusieurs auteurs ont défini l'activité d'une argile par le rapport de l'indice de plasticité (I_p) et du pourcentage des éléments inférieurs à deux microns ($C_2 < 2 \mu m$). Les résultats de l'activité de la bentonite selon deux auteurs différents sont indiqués dans le tableau 3:4.

Tableau 3:4 Résultats de l'activité de la bentonite de Maghnia.

$A_1 = I_p / C_2$ (Skempton et al., 1953)	$A_2 = I_p / (C_2 - n)$ (Seed et al., 1962)
1,55	1,86

n = 5 cas des sols naturels ; n = 10 cas des sols reconstitués

Selon la classification de Skempton et al. (1953) et Mitchell (1976) basée sur l'activité des argiles, le minéral prédominant dans la bentonite de Maghnia est la Montmorillonite, ce qui confirme les résultats obtenus par le DRX. De plus, l'activité selon les deux définitions est supérieure à 1,25; ce qui nous indique que la bentonite de Maghnia est une argile active.

En général, l'activité d'un sol dépend essentiellement de sa composition minéralogique : le type et la quantité du minéral argileux, de la teneur en argile et des ions échangeables (El Sohby et Sayed, 1981). Par exemple, la comparaison de la composition des feuilles tétraédriques (Silice, Si^{4+})-octaédrique (Alumine, Al^{3+}) fait que le sol argileux a une liaison stable (rapport 1:1) et instable (rapport 2:1) entre les couches. Les deux définitions citées dans le tableau 3:4 indiquent que l'activité est proportionnelle à l'indice de plasticité et inversement proportionnelle à la teneur en éléments inférieurs à 2 microns.

3.2.1.1 Microscope électronique à balayage (MEB)

Les photographies obtenues en microscope électronique à balayage avec des grossissements différents ont été effectuées sur une poudre fine de bentonite (Figure 3:8).

La photographie 1 : grossissement (x 500) montre une surface homogène blanche.

La photographie 2 : grossissement (x 5000) montre la présence de trous sur la surface indiquant que notre bentonite présente une certaine porosité et un assemblage d'agrégats qui est dû à la présence d'impuretés (Gueddouda, 2011).

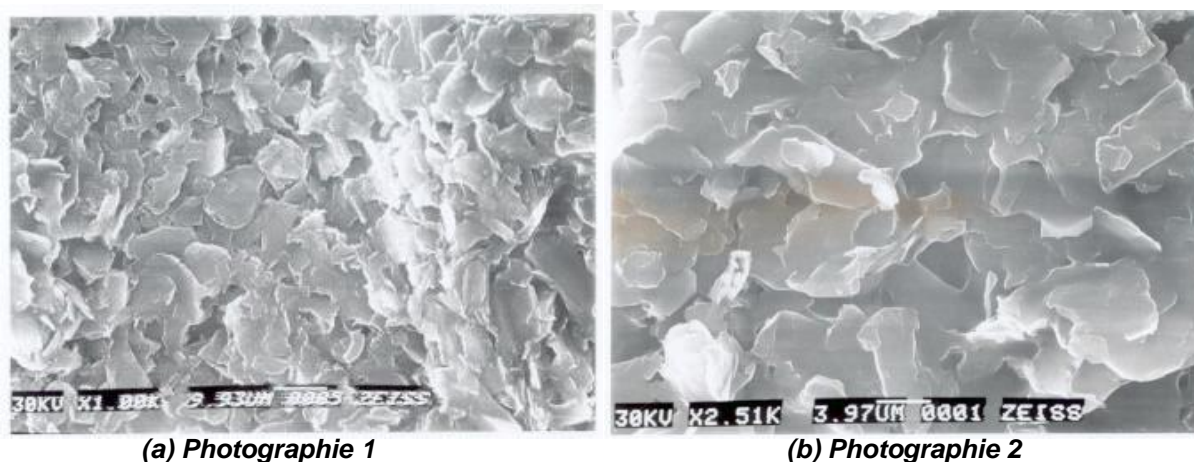


Figure 3:8 MEB de la bentonite (a) MEB agrandissement x 500, (b). MEB agrandissement X 5000.

3.2.2 Tuf et Sable calcaire

3.2.2.1 Géographie et géologie de la région de Laghouat

La wilaya de Laghouat est située à 400 km au sud de la capitale avec une superficie de : 267,33 km². Elle est traversée par la chaîne de l'Atlas saharien avec des sommets qui dépassent les 2000 mètres ("djebel AMOUR" 2200 mètres) aux steppes sahariennes, limitées par les wilayas de Djelfa à l'Est et Nord- Est, EL Bayadh à l'Ouest, Tiaret au Nord-Ouest et Ghardaïa au sud. La Wilaya de Laghouat est classée dans la zone climatique III (hauteur de précipitation : 100 mm<H<350 mm/an) comme étant une région semi-aride (ANRH, 2003).

Le territoire de la wilaya de Laghouat s'étend sur deux domaines géologiques nettement différents, notamment sur le plan de la structure et de l'évolution géologiques, ce sont l'Atlas saharien au nord et la plate-forme saharienne au Sud (Figure 3:9), ces deux domaines sont séparés par l'accident Flexure Sud Atlasique, la wilaya a un soubassement de roches sédimentaires datant du secondaire et du Tertiaire et Quaternaire.

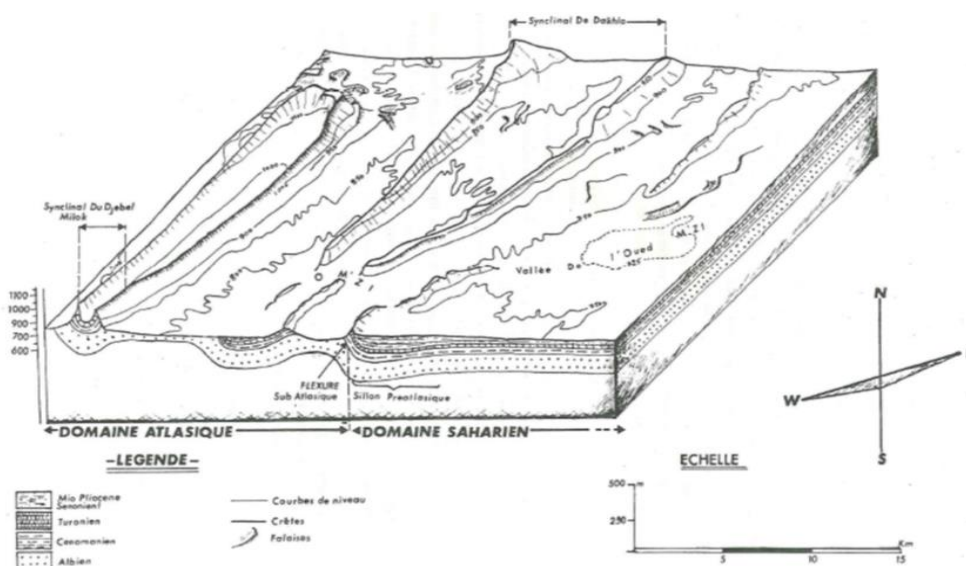


Figure 3:9 Coupe géologique à travers la région de Laghouat (d'après Hannachi, 1981).

La géologie générale est représentée par un ensemble des encroûtements et des croûtes calcaires très épaisses à la base et un ensemble gréseux et/ou sol éolien au sommet. Ces formations constituent une courbe bien visible dans le paysage où affleurent les formations essentiellement tufs d'encroûtements calcaires et/ou gypseux coiffés par l'épisode des Grès à chenaux de Taouiala.

Les encroûtements se définissent comme étant des formations superficielles, tendres, friables, poreuses, légères, de couleur claire et plus ou moins cimentée d'une accumulation calcaire ou gypseuse s'étendant à l'ensemble d'un horizon, mais moins dure qu'une croûte. Elles datent du Quaternaire et résultent d'un certain nombre d'échanges par dissolution et précipitation. Suivant leur formation, les encroûtements se groupent en trois catégories : les encroûtements calcaires ($\text{CaCO}_3 > 60\%$), gypseux ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O} > 50\%$) et gypses calcaires (mixtes) (Goual, 2012).

Les tufs d'encroûtements calcaires sont situés dans les zones subhumides et semi-arides (de 100 à 600mm de pluie par an) et les tufs d'encroûtements gypseux ou gypse-calcaires en zone saharienne aride (moins de 100 mm de pluie par an) (Struillou et Alloul, 1984). Pour le tuf d'encroûtements calcaire, il est présent dans les encroûtements feuilletés, dont on n'extrait que la croûte supérieure (0,2 à 1 m en général) et, seulement en cas de besoin, la partie nodulaire sous-jacente (0,5 à 2 m en général).

3.2.2.2 Production de tuf et de sable concassé en Algérie

3.2.2.2.A Tuf

Durant les années 2008 et 2009, la production de tuf a atteint un niveau exceptionnel, de 12,2 millions m^3 , 7,5 millions m^3 , respectivement (Direction générale des mines, 2009). L'Algérie compte 50 carrières de production de tuf était en activité, recensée en 2008, dont 44 carrières relèvent du secteur privé et 6 du secteur public, réparties dans 17 wilayas. De plus, la plupart des quantités produites ont été destinées à la réalisation de l'autoroute Est-Ouest par le groupement chinois CTIC-CRCC, consortium japonais COJAAL et le groupement algéro-luso-espagnol GOTERA.

Le secteur privé a produit au cours de l'année 2009 la quasi-totalité de la production nationale de tuf, soit 7,2 millions m^3 correspondant à un taux de 95,6%. Le secteur public quant à lui a produit 334 486 m^3 représentant 4,4% de la production nationale.

À la région de Laghouat, le tuf a été utilisé localement pour mettre en place des plates-formes aux chaussées à moyen et fort trafic, où il a été utilisé dans la route nationale N° 23 : Tiaret-Laghouat et la route nationale N° 1 : Laghouat-Ghardaïa (Transsaharienne).

3.2.2.2.B Sable concassé

Le sable concassé, connu aussi sous l'appellation de sable de carrière, est obtenu à partir de la récupération de la fraction granulométrique [0-4mm] résultant du concassage des calcaires, granodiorite, andésite, granite, dolomie et basalte.

La production de sable concassé pour l'année 2009 a atteint 13 millions m^3 (Direction générale des mines, 2009). Son utilisation en Algérie en tant que sable pour la construction a permis de compenser le déficit constaté en sable naturel pour construction.

Le secteur privé dispose de 504 exploitations minières en activité représentant 79,3% du total des exploitations produisant de sable concassé, contre 128 unités appartenant au secteur public correspondant à un taux de 20,7%. Le secteur privé totalise une production de 8,8 millions m³ de sable concassé représentant 66,2% de la production totale, contre 4,5 millions m³ réalisés par le secteur public soit 33,8%.

3.2.2.3 Localisation des Tuf et Sable concassé utilisés

Les matériaux intervenant dans cette étude sont extraient près de l'axe de la route Transsaharienne « Route de l'Unité africaine » qui travers le centre-ville de la wilaya de Laghouat (Figure3:10).

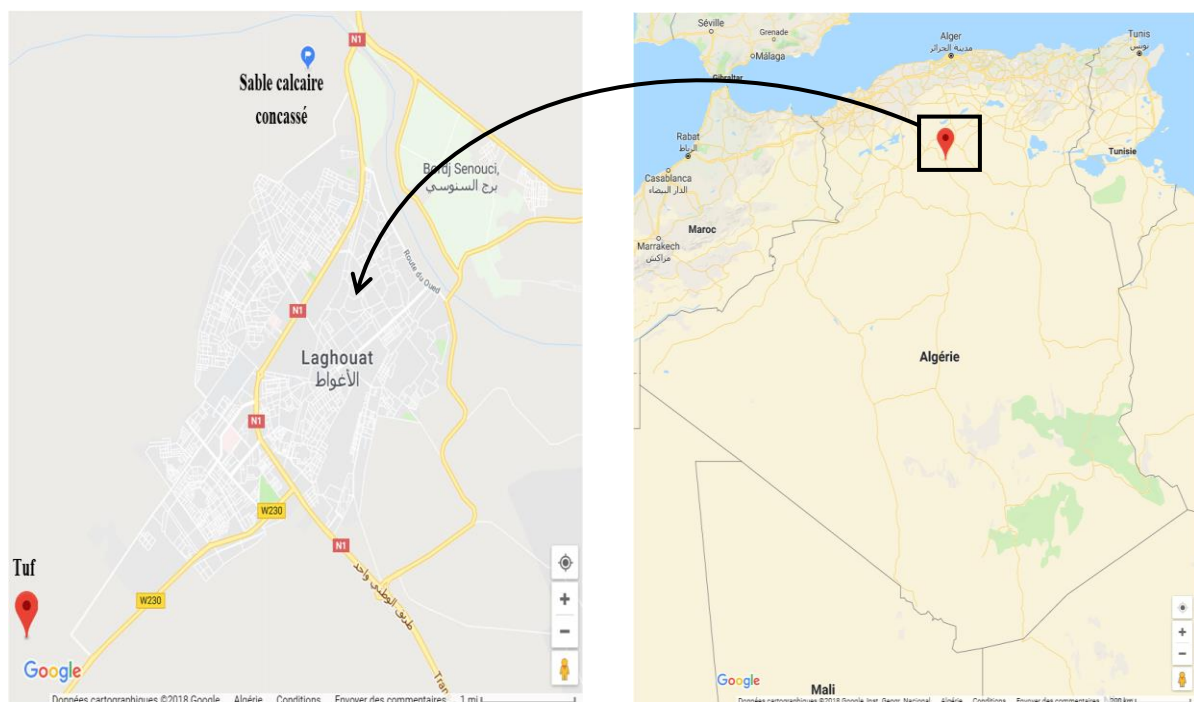


Figure 3:10 Localisation des matériaux utilisés.

Le tuf est un matériau pulvérulent poudreux de couleur blanche. Extrait d'un gisement à âge de formation qui va du quaternaire au Crétacé. Ce gisement est utilisé souvent aux projets routiers.

Le sable calcaire est issu des résidus de la station de concassage des roches dites Station d'Ouezzane située au nord de la commune de Laghouat près du pont d'Oued M'zi. En effet, dans cette station, la fraction des granulats dont le diamètre de 4 mm est commercialisé, le reste est rejeté dans la nature ($\leq 4\text{mm}$).

3.2.2.4 Analyses minéralogiques

L'essai est effectué au laboratoire de physique de l'université Amar Télidji de Laghouat. L'appareil utilisé est un diffractomètre X'PERT PRO couplé à un système informatique, permettant l'exploitation et le tracé des résultats acquis.

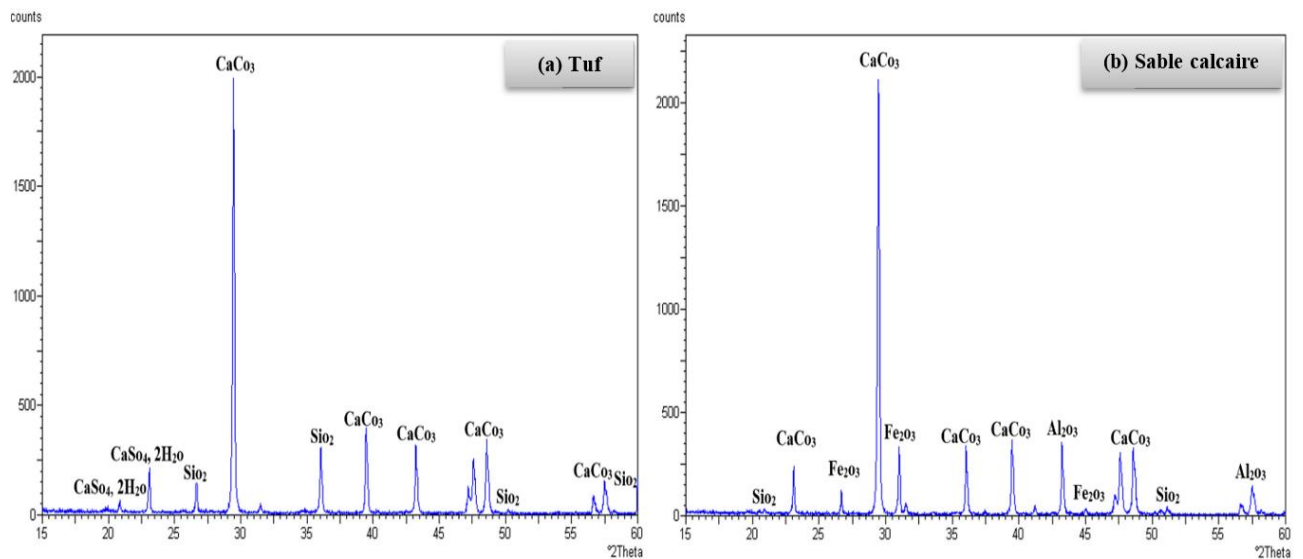


Figure 3:11 Diffractogrammes aux rayons X (DRX) des deux matériaux étudiés (Demdoum et al., 2017).

Les résultats de l’analyse minéralogique au DRX sont présentés dans la figure 3:11 ; on constate que les deux matériaux sont principalement composés des carbonates (CaCO_3), avec la présence de Quartz (SiO_2), de ferrite (FeO_2) et en trace de gypse dans le tuf.

3.2.2.5 Analyse chimique

Les essais d’analyse chimique sommaire ont été réalisés au laboratoire de géotechnique (GETE-LAB) à M’Sila. Les résultats sont récapitulés sur le tableau 3:5.

D’après la classification des matériaux en fonction du pourcentage massique en carbonate (CaCO_3), le tuf et le sable calcaire se classent comme des matériaux moyennement calcaires ($30 < \% \text{CaCO}_3 < 70\%$) (AFNOR NF P 94-048, 1996a). Selon la Classification de Ruellan (1970), notre tuf est classé comme un tuf d’encroûtements calcaire ($\text{CaCO}_3 > 60\%$).

Tableau 3:5 Analyses chimiques de tuf et de sable calcaire (Demdoum et al., 2017).

Éléments	Tuf	Sable calcaire
pH	7,64	9,30
Insolubles (%)	27,70	17,20
Carbonates CaCO_3 (%)	66,00	55,00
Gypse $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ (%)	0,46	0,52
NaCl (%)	0,057	-
Magnésium Mg^{2+} (mg/kg)	950,00	860,00
NH_4^+ (mg/kg)	27,00	44,00
CO_2 agressive (mg/kg)	56,00	traces
Teneur en Anions de Sulfate So_4^{2-} (mg/kg)	2036,70	2126,70
Classification des environnements agressifs selon la norme NF P 18-011	Faiblement Agressive	Faiblement Agressive

3.2.2.6 Analyse granulométrique

Les analyses granulométriques de tuf et sable calcaire sont effectuées par tamisage à voix sèche après lavage selon la norme NF P 94-056 (1996b), elles nous permettent de déterminer la répartition des grains des grossiers supérieurs à $80 \mu\text{m}$. Après cela, la fraction de poussière a été récupérée afin de déterminer la distribution granulométrique $< 80 \mu\text{m}$ par la diffraction laser (Malvern Mastersizer

2000- dry feeder) (Unité de recherche : matériaux, procédés et environnement/Université M'hamed Bougera de Boumerdès).

D'après Fenzy (1966), les tufs calcaires et gypse calcaires destinés aux constructions routières et sont classés à l'aide de leurs granulométries en trois familles à partir d'un fuseau discriminant, dit « fuseau saharien » ou « fuseau de Béni-Abbès » (Figure 3:12). Ces trois familles sont définies par Fenzy (1966) : (1) Famille I : ce sont des matériaux à squelette purement frottant dont la courbe granulométrique se situe au-dessous du fuseau. Ils ont un caractère non évolutif avec un angle de frottement important ($\phi > 45^\circ$) ; (2) Famille II : c'est la classe des matériaux dont la courbe granulométrique s'inscrit entièrement dans le fuseau, à condition qu'ils soient non évolutifs mécaniquement par usure. Ces matériaux se rapprochent des graves non traités ; (3) Famille III : comprends les matériaux dont la courbe granulométrique se trouve entièrement ou partiellement au-dessus du fuseau. Ce sont des matériaux fins dont la résistance est obtenue principalement par cohésion.

La figure 3:12 présente les positions des courbes granulométriques des deux matériaux étudiés, par rapport au fuseau saharien (Fenzy, 1966).

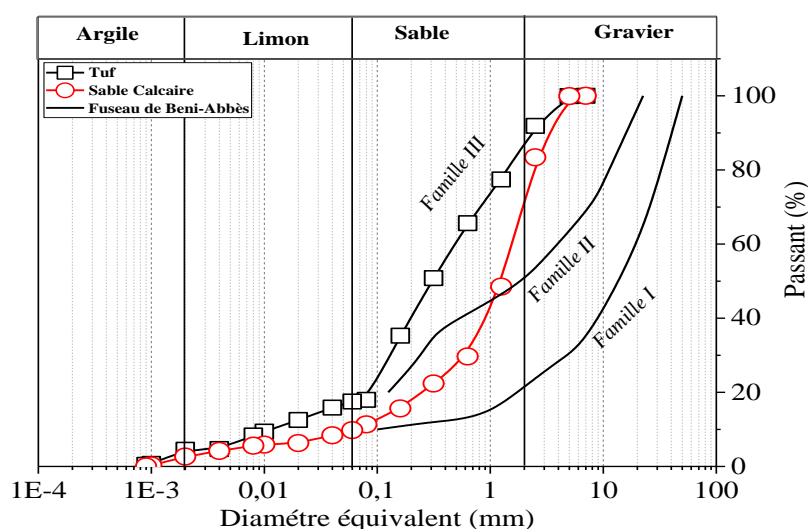


Figure 3:12 Courbe granulométrique des échantillons tuf calcaire et sable calcaire par rapport (a) fuseau saharien (Fenzy, 1966).

D'après cette analyse, on a constaté :

- ✓ Le tuf possède une courbe granulométrique étalée (Figure 3:12). Le diamètre maximum des granulats (D_{max}) est de 4 mm avec une fraction sableuse (< 2 mm) est de l'ordre de 83%. Le pourcentage des fines (passant à $80 \mu m$) est de l'ordre de 18 % ;
- ✓ Le sable calcaire a une courbe granulométrique étalée. Le diamètre maximum des granulats (D_{max}) est de 4 mm avec un pourcentage des fines (passant à $80 \mu m$) est de l'ordre de 11%.

Les coefficients d'uniformité et de courbure du sable calcaire sont respectivement $C_u = 18,783$ et $C_c = 2,264$. Il se classe parmi les sables propres bien gradués (SW). Pour le tuf, les coefficients d'uniformité et de courbure sont respectivement $C_u = 6,57$, $C_c = 0,4$, d'où, le tuf se classe comme un sable limoneux (SM). Grâce au balayage microscopique (optique), nous observons une similitude granulaire entre les grains de ces deux matériaux (cf. Figure 3:13). La courbe de tuf, se situe au-dessus du

fuseau saharien et la courbe de sable calcaire est située de 50% au fuseau et 50% au-dessus du fuseau. Ils appartiennent à la famille des matériaux fins (famille III).

Le tableau 3:6 récapitule les différents paramètres déduits des courbes granulométriques des matériaux étudiés et d'autres tufs nationaux et internationaux. Le tuf de Djelfa se contient des fins ($\Phi \leq 80\mu\text{m}$) plus que celles les tufs de Japon et de Laghouat.

Tableau 3:6 Résultats de l'analyse granulométrique du sable calcaire et du tuf.

	Sable calcaire	Tuf de Laghouat	Tuf de Japon (Imaizumi et al., 2009)	Tuf de Djelfa (Loualbia et al., 2016)
$\Phi \leq 80\mu\text{m}$ (%)	11,33	18,00	5,10	30,00
$\Phi \leq 2\mu\text{m}$ (%)	2,66	5,00	1,50	5,00
$\Phi \leq 2\text{mm}$ (%)	67,80	85,46	63,70	50,00
C_u	18,78	6,57	9,26	2,00
C_c	2,26	0,40	3,00	0,035

C_u : coefficient d'uniformité dit de Hazzen, $C_u = D_{60}/D_{10}$; C_c : Coefficient de courbure, $C_c = (D_{30})^2/D_{60}.D_{10}$

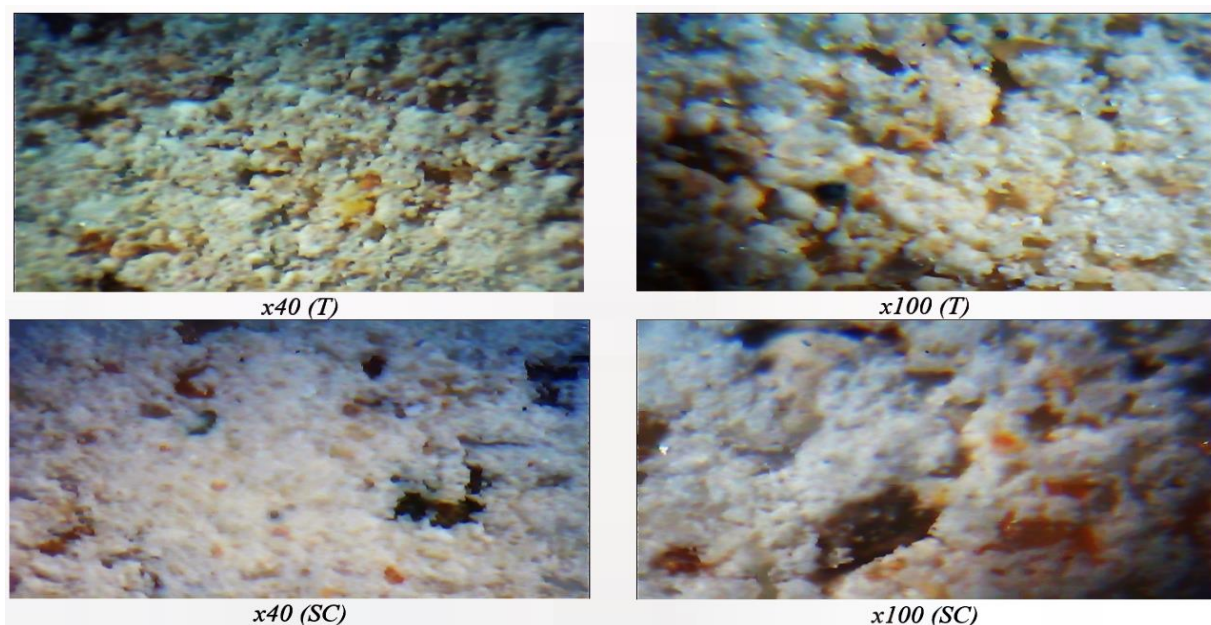


Figure 3:13 Photo microscopique pour le tuf (T) et le sable calcaire (SC) à différents agrandissements.

3.2.2.7 Densité des grains solides

Dans notre étude, le sable calcaire et le tuf calcaire contenant presque une même densité des grains solide aux causes de présences d'un pourcentage de carbonate plus de 50% (Rowe, 2001). La densité des grains solides est de l'ordre de $27,0 \text{ kN/m}^3$ ($G_s = 2,70$).

3.2.2.8 Essai Proctor Normal

L'essai est réalisé selon la norme AFNOR NF P 94-093 (1997). Les résultats des essais sont présentés sur la figure 3:14. Le sable calcaire et le tuf apparaissent des densités sèches maximales de l'ordre de $19,50 \text{ kN/m}^3$ et $17,20 \text{ kN/m}^3$ respectivement, correspondant des teneurs en eau optimale de l'ordre de 9 % et 13,85 %, respectivement. Le tuf présente une courbe plus concave que celle du sable calcaire.

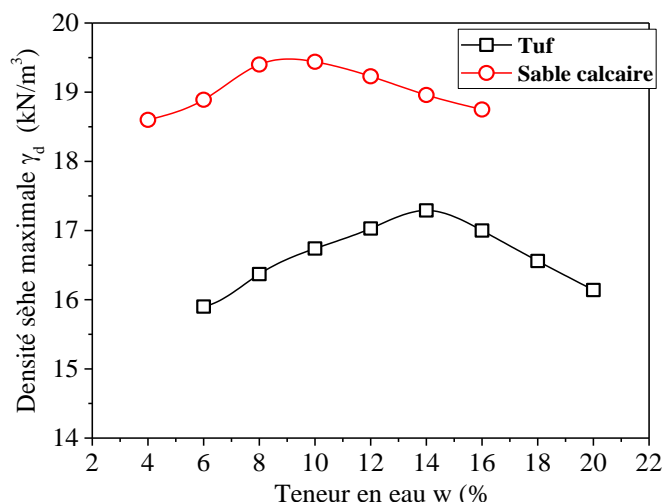


Figure 3:14 Courbe Proctor des échantillons tuf et sable calcaire.

Les valeurs de teneur en eau, de densité sèche maximale et du degré de saturation correspondant à l’optimum, sont présentées dans le tableau 3:7.

Tableau 3:7 Paramétré de Proctor normal du sable calcaire et du tuf.

Matériau	w_{OPM} (%)	γ_{OPM} (kN/m ³)	Sr (%)
Tuf	13,85	17,25	67,00
Sable calcaire	9,00	19,50	62,00

3.2.2.9 Essai au bleu de méthylène

L’essai est réalisé selon la norme AFNOR NF P 94-068 (1998). Les résultats des essais sont présentés dans le tableau 3:8. Selon la classification Colombier (1988), le tuf et le sable calcaire sont classés comme un sol sablo-limoneux ($0,2 < V_{BS} < 1,5$).

Tableau 3:8 Qualités des fines des matériaux (Demdoum et al., 2017).

	Tuf	Sable calcaire
V_B (0/2)	0,84	0,35
S (m ² /g)	17,64	7,35

3.2.2.10 Limites d’Atterberg

Les éléments inférieurs à 400 μm contenus dans un sol sont caractérisés, au moyen des limites d’Atterberg et de l’indice de plasticité, selon la norme AFNOR NF P 94-051 (1993a). Les résultats sont regroupés au tableau 3:9.

N/B : il nous a été impossible de déterminer la limite de plasticité de sable calcaire, car les boudins se fragmentaient avant d’atteindre un diamètre de 3mm. Le tableau 3:10 montre la classification des sols en fonction de l’indice de plasticité.

Tableau 3:9 Les limites de consistance.

Limites de consistance	Sable calcaire	Tuf
Limite de liquidité : w_L	17,10	33,07
Limite de plasticité : w_P (%)	Non mesurable	25,63
Indice de plasticité : I_p (%)	Non mesurable	7,44

Tableau 3:10 Classification des sols en fonction de l'indice de plasticité.

Indice de plasticité	Caractéristique (SETRA-LCPC 1992)
$I_p \leq 12$	Faiblement argileux
$12 < I_p \leq 25$	Moyennement argileux
$25 < I_p \leq 40$	Argileux
$I_p > 40$	Très argileux

D'après le tableau 3:10, le tuf et le sable calcaire sont classés comme des matériaux faiblement argileux.

3.2.2.11 Équivalent de sable

Cet essai effectué selon la norme NF EN 933-8+A1 (2015). Il est effectué sur la fraction 0/2 mm avec une teneur en fines $\leq 10\%$ du matériau. Si le pourcentage des fines est supérieur à 10 %, la prise d'essai doit être corrigée et contenir 10 % de fines pour l'essai. Les résultats de cet essai sont présentés dans le tableau 3:11.

Tableau 3:11 Équivalent de sable des échantillons tuf et sable calcaire (Demdoum et al., 2017).

Paramètres	Équivalent de sable	
	ES_V	ES_P
Sable calcaire	73,07	65,70
Tuf	26,19	23,65

ES_V : (équivalent de sable visuel) ; ES_P : (équivalent de sable au piston).

D'après la norme AFNOR NF EN 933-8, le tuf est classé comme un sable-argileux pour les remblais ($ES_P < 60\%$). Le sable calcaire est un sable propre à faible proportion de fins argileuses ($60\% < ES_P < 70\%$).

3.2.3 Caractérisation des fluides utilisés

Deux types de liquides ont été utilisés dans cette étude (1) L'eau potable ; (2) Lixiviat d'un centre d'enfouissement technique (CET) de la wilaya de Laghouat, qui est en service depuis 7 ans (Figure 3:15). Les échantillons ont été conservés dans une glacière pendant le transport au laboratoire et entreposage au froid (à 4°C), puis ont été analysés dans les 24 heures qui suivent la conservation. Pour lixiviat, la mesure des éléments inorganique (NO_3^- , NO_2^- , NH_4^+ , Nt et PO_4^{3-}), les métaux lourds (Cu, Pb, Fe, Cd et Ni) et les éléments organiques (DCO, DBO_5 et MES) sont réalisés au laboratoire ONA.L (Office National d'Assainissement de Laghouat). Les caractéristiques physiques et chimiques de ces solutions sont détaillées dans le tableau 3:12.

La caractérisation du lixiviat apparaît une valeur de DCO (2160 mg d'O₂/L) révèle une charge organique relativement élevée qui traduit un grand pouvoir polluant organique (Figure 3:16). Ce lixiviat est caractérisé par une conductivité (CE) très élevée et un pH relativement basique. La conductivité du lixiviat est élevée due à la forte concentration minérale (Trabelsi, 2012). Aussi, ces effluents sont chargés en sels nutritifs dissous et les concentrations de certains métaux lourds sont relativement supérieures aux normes de rejet algériennes (Décret exécutif, 2006). Les fortes teneurs en azote ammoniacal (NH_4^+) ont été obtenues et cet élément chimique est le principal agent réducteur dans les lixiviats de décharge et il constitue à long terme un polluant important (Christensen et al., 2001).

Tableau 3:12 Caractéristiques physico- chimiques du lixiviat et de l'eau (Demdoum et al., 2017).

Paramètres	Lixiviat		Paramètres	Eau	
	Résultats	Les valeurs maximales des rejets directs (Décret, 2006)		Résultats	Valeur maximale de normes algériennes (Décret, 2011)
T (°C)	21,30	30	T (°C)	20	20
pH	8,04	5,5-8,5	pH	7,44	6,5-8,5
*CE (us/cm)	5600	2000	*CE (us/cm)	1131,00	2000,00
*η(mPa.s)	≈1		*η (mPa.s)	1	
*DCO (mg/l)	2160,00	120	PO ₄ (mg/l)	1,956	5,00
*MES (mg/l)	91,50	30	Pt	0,638	5,00
*DBO ₅ (mg/l)	143,00	40	NH ₄ (mg/l)	0,00	0,20
Ca ⁺² (mg/l)	186,50	/	Ca ⁺² (mg/l)	144,288	200,00
Mg ⁺² (mg/l)	228,40	/	Mg ⁺² (mg/l)	52,488	50,00
Na ⁺	2120,0	/	Cl ⁻ (mg/l)	124,794	250,00
PO ₄ ⁻³ (mg/l)	3,18	2	Cl ₂ ⁻ (mg/l)	-	-
Pt (mg/l)	167,00	2	SO ₄ ⁻² (mg/l)	465,463	400,00
NH ₄ ⁺ (mg/l)	128,00	40	Fe ⁺² (mg/l)	0,00	0,30
Nt (mg/l)	142,00	40	F ⁻¹ (mg/l)	0,00	1,50
N-NO ₂ ⁻ (mg/l)	0,25	40	TAC (mg/l)	319,64	500,00
N-NO ₃ ⁻ (mg/l)	16,90	40	Sal (mg/l)	0,4	/
Cu (mg/l)	2,20	0,5	*TH (mg/l)	576,00	500,00
Pb(mg/l)	2,364	0,5	*TDS (mg/l)	672,00	1000,00
Cd(mg/l)	8,044	0,2	Turbidité (mg/l)	1,14	<5,00
Ni(mg/l)	7,948	0,5	*RS	1048,00	1500,00
DBO ₅ /DCO	0,066	/			

*BDO₅ : Demande biologique en oxygène, DCO : Demande chimique en oxygène, η : viscosité, CE : Conductivité électrique, RS : Résidu sec, HT : Titre hydrotimétrique, SDT : Solides dissous totaux, TAC : Titre alcalimétrique complet, MES : Matières en suspension.

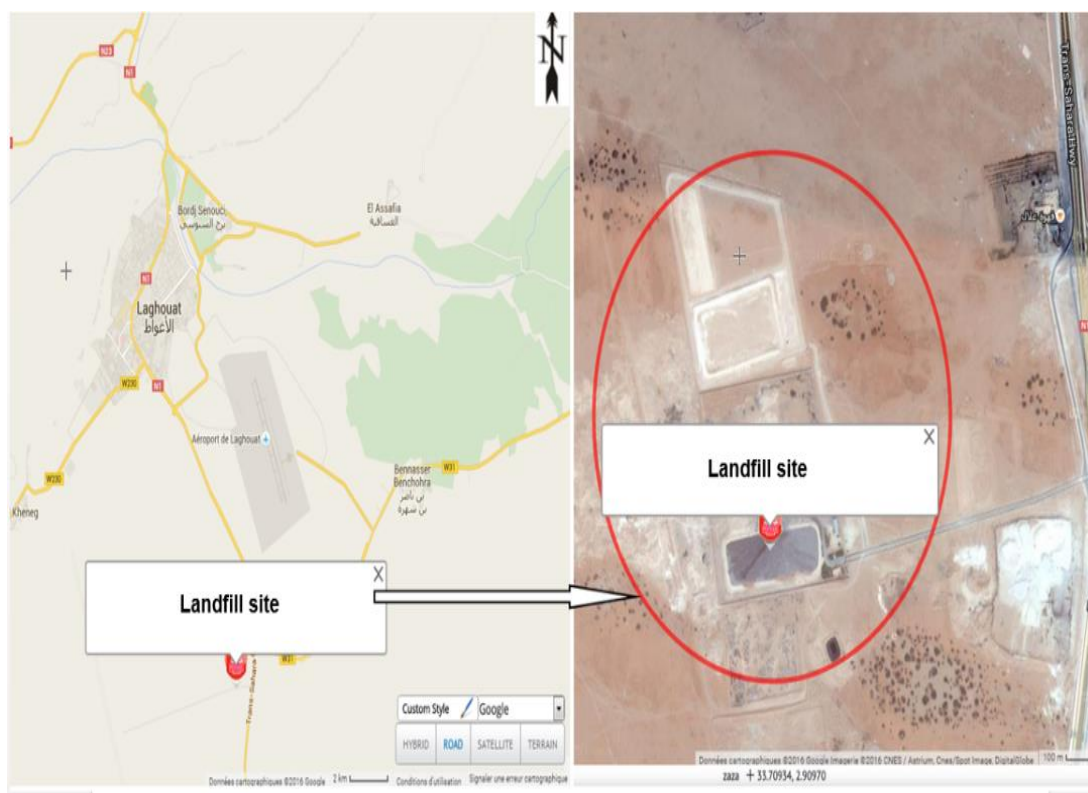


Figure 3:15 Localisation du CET - Laghouat. Échelle de mesure : 0-2km et 0-100m (Demdoum et al., 2016b).

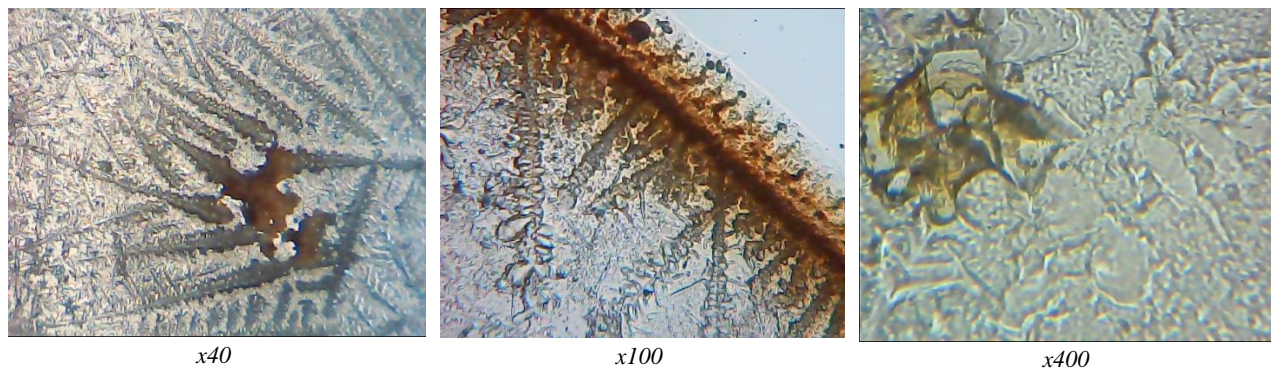


Figure 3:16 Photo microscopique des micro-organismes présents dans le lixiviat.

La fraction organique (DBO₅/DCO) renseigne sur la biodégradabilité des molécules organiques et l'âge relatif du lixiviat étudié. La valeur du rapport DBO₅/DCO est de l'ordre de 0,066. Ainsi, selon Amokrane (1994) le rapport DBO₅/DCO est supérieur à 0,5 pour les lixiviats jeunes et inférieurs à 0,1 pour les lixiviats stabilisés. Il est compris entre 0,1 et 0,5 pour les lixiviats intermédiaires. La valeur de 0,066 indique que le lixiviat étudié est un lixiviat stabilisé de biodégradabilité faible.

Les pollutions salines comme les ions orthophosphates (PO₄³⁻) se trouvent dans un déchet frais, puis ils sont lessivés et dilués dans les lixiviats où ils peuvent être consommés par les microorganismes. La valeur de phosphate est élevée par rapport à la norme de rejet qui est de 2 mg.L⁻¹. La caractérisation physico- chimique de l'eau potable apparaît une bonne acidité et ne pose aucun problème vis-à-vis la microstructure du sol (McGown, 1975). Selon la classification des eaux en fonction de la conductivité électrique, l'eau de la wilaya de Laghouat peut être classée comme eau salée, en raison des concentrations des ions minéraux (Cl⁻, Ca⁺², Mg⁺², Na⁺ et SO₄²⁻) (Rodier et al., 2009).

3.3 Caractérisation des mélanges 10% bentonite - X% sable calcaire -Y% tuf

Dans la pratique, l'on cherchera à obtenir le mélange le moins coûteux, qui satisfasse les conditions hydrauliques tout en assurant aucune perte de particules par lessivage. La valeur de 10⁻⁹ m/s représente l'ordre de grandeur de la conductivité hydraulique maximale habituellement requise pour les sites d'enfouissement. D'autres auteurs suggèrent que la conductivité hydraulique doit être comprise entre 10⁻⁸ et 10⁻¹⁰ m/s (Chapuis, 1990 ; Parker et al., 1993).

En général, l'ajout de plus de 10% de bentonite conduit à un effet moins important sur la valeur de k_{sat} du mélange et sa capacité de rétention d'eau. Il s'agit du ratio critique du mélange (Montañez, 2002 ; Kouloughli et Bencheikh, 2007 ; Imaizumi et al., 2009, Chen et al., 2011 ; Pusch, 2015).

Dans le cadre de la valorisation des matériaux locaux (tuf et sable calcaire) de la région de Laghouat, cinq mélanges ont été utilisés. Pour chaque mélange, le pourcentage de bentonite est fixé à 10 %. Les matériaux utilisés sont nommés comme suit : bentonite par B, sable calcaire par SC et le tuf par T. Les mélanges sont nommés B₁₀SC_xT_y, où x et y sont les pourcentages de sable calcaire et de tuf utilisés (qui complètent le 90%). Les mélanges B₁₀SC_xT_y utilisés dans cette étude sont :

- ✓ 1^{ère} Mélange : 10% B + 10% Sc+80% T : **B₁₀SC₁₀T₈₀** ;
- ✓ 2^{ème} Mélange : 10% B + 20% Sc+70% T : **B₁₀SC₂₀T₇₀** ;
- ✓ 3^{ème} Mélange : 10% B + 30% Sc+60% T : **B₁₀SC₃₀T₆₀** ;

- ✓ 4^{ème} Mélange : 10% B + 45% Sc+45% T : **B₁₀SC₄₅T₄₅** ;
- ✓ 5^{ème} Mélange : 10% B + 60% Sc+30% T : **B₁₀SC₆₀T₃₀**.

(Avec B: Bentonite; Sc: Sable calcaire; T: Tuf)

Les essais menés sur les différents mélanges sont :

- ✓ Analyses granulométriques ;
- ✓ Essais de Proctor ;
- ✓ Les limites d'Atterberg ;
- ✓ Essais de gonflement et pression de gonflement ;
- ✓ Essais oedométriques ;
- ✓ Essais de cisaillement direct ;
- ✓ Essais de compression non confine ;
- ✓ Essais brésiliens.

3.3.1 Analyses granulométriques des mélanges B₁₀SC_xT_y

Les résultats des analyses granulométriques des différents mélanges sont représentés graphiquement dans la figure 3:17 et le tableau 3:13.

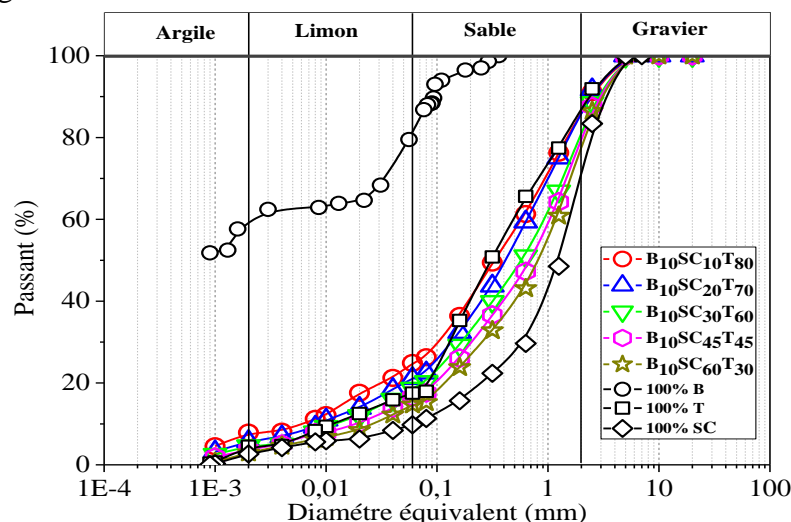


Figure 3:17 Courbe granulométrique des mélanges B₁₀SC_xT_y (Demdoum et al., 2017).

D'après le tableau 3:13, on remarque que les taux des particules ≤ 2 mm sont inversement proportionnels au pourcentage du sable calcaire additionné. Le taux maximal se trouve dans le mélange B₁₀SC₁₀T₈₀.

Tableau 3:13 Résultats de l'analyse granulométrique des mélanges B₁₀SC_xT_y et matériaux.

LCPS	100%T	B ₁₀ SC ₁₀ T ₈₀	B ₁₀ SC ₂₀ T ₇₀	B ₁₀ SC ₃₀ T ₆₀	B ₁₀ SC ₄₅ T ₄₅	B ₁₀ SC ₆₀ T ₃₀	100%SC
C _c	0,40	0,24	0,32	0,345	0,464	0,632	2,26
C _u	6,57	7,83	8,80	12,36	13,80	15,44	18,78
$\Phi \leq 2\text{mm}$	85,40	84,84	84,15	78,81	77,19	74,96	67,78
$\Phi \leq 80\mu\text{m}$	18,00	26,30	22,46	20,28	17,60	15,26	11,33

3.3.2 Essai Proctor Normal des mélanges B₁₀SC_xT_y

L'essai Proctor Normal est réalisé sur les différents mélanges B₁₀SC_xT_y. Les résultats sont présentés dans la figure 3:18.

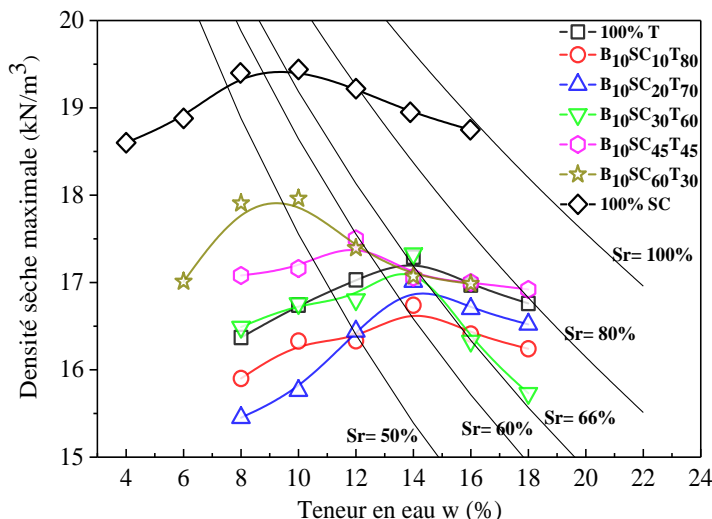


Figure 3:18 Courbes de Proctor Normal des mélanges B₁₀SC_xT_y.

À partir de ces résultats, on détermine les deux paramètres importants qui sont : la densité sèche maximale (γ_{dmax}) et la teneur en eau optimale (w_{opt}). Les résultats de ces essais sont indiqués dans le tableau 3:14.

Tableau 3:14 Paramètres Proctor Normal des mélanges B₁₀SC_xT_y.

Mélanges	γ_{dmax} (kN/m ³)	w_{opt} (%)	Sr (%)
B ₁₀ SC ₁₀ T ₈₀	16,62	14,20	61,25
B ₁₀ SC ₂₀ T ₇₀	16,89	14,35	64,28
B ₁₀ SC ₃₀ T ₆₀	17,10	13,75	63,92
B ₁₀ SC ₄₅ T ₄₅	17,38	12,00	58,34
B ₁₀ SC ₆₀ T ₃₀	17,82	9,25	50,00

3.3.2.1 Effet du pourcentage du sable calcaire sur la teneur en eau optimale des mélanges

D’après la figure 3:19, les résultats montrent une augmentation de la densité sèche maximale (γ_{dmax}) des mélanges B₁₀SC_xT_y avec l’augmentation du pourcentage du sable calcaire ajouté et inversement proportionnel à la teneur en eau optimale.

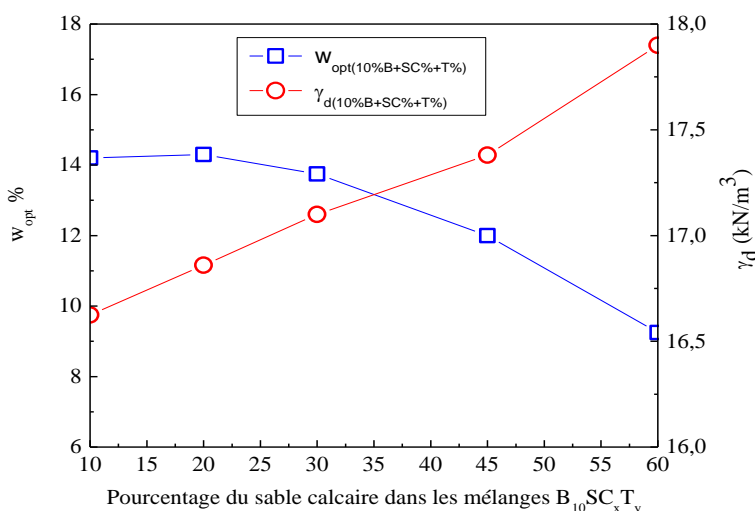


Figure 3:19 Effet du pourcentage du sable calcaire sur les paramètres Proctor Normal des mélanges (Demdoum et al., 2017).

L’incorporation du sable calcaire permet d’améliorer leurs caractéristiques optimales de compactage en augmentant sa densité sèche maximale de 16,62 kN/m³ à 17,82 kN/m³ et en réduisant sa teneur en eau optimale de 14,4% à 9%. La variation de la teneur en eau optimale dans le sens décroissant peut trouver son explication dans la diminution de la quantité d’eau adsorbée par l’ajout du sable calcaire. Ces résultats sont en accord avec celui de Goual et al. (2012).

3.3.3 Densité des grains solides des mélanges B₁₀SC_xT_y

La densité des grains solides des mélanges B₁₀SC_xT_y (G_{Smix}) a été calculée d’après la formule proposée et démontrée par Montañez (2002) (Éq. 3:3).

$$G_{Smix} = \frac{100}{\frac{\%Tuf}{G_{S_{tuf}}} + \frac{\%Sable}{G_{S_{sable}}} + \frac{\%Bentonite}{G_{S_{bentonite}}}} \quad (3:3)$$

Où, G_{Smix} : densité des grains solides du mélange B₁₀SC_xT_y; $G_{S_{sable}}$: densité des grains solides du sable calcaire ; $G_{S_{tuf}}$: densité des grains solides de tuf ; $G_{S_{bentonite}}$: densité des grains solides de bentonite.

Les résultats sont résumés dans le tableau 3:15. On note une densité des grains solides constants pour tous les mélanges.

Tableau 3:15 Densité des grains solides des mélanges B₁₀SC_xT_y.

Matériaux	G _{Smix}
100 % SC	2,70
100% T	2,70
1000 % B	2,75
B ₁₀ SC ₁₀ T ₈₀	2,705
B ₁₀ SC ₂₀ T ₇₀	2,705
B ₁₀ SC ₃₀ T ₆₀	2,705
B ₁₀ SC ₄₅ T ₄₅	2,705
B ₁₀ SC ₆₀ T ₃₀	2,705

3.3.4 Limites d’Atterberg des mélanges B₁₀SC_xT_y

Les limites d’Atterberg ont été obtenues à partir de différents échantillons de mélanges B₁₀SC_xT_y en suivant la norme NF P94-051. La connaissance de w_L et I_p permettent de situer les sols dans le diagramme de plasticité de Casagrande. La corrélation de Biarez et Favre (1975) a été indiquée. D’après les résultats obtenus (Figure 3:20 et tableau 3:16), on constate que les limites de consistance des différents mélanges diminuent avec l’augmentation du pourcentage du sable calcaire ajouté. Les limites de plasticités des mélanges passent de 25 à 21 % pour des pourcentages du sable calcaire variant de 10 à 60 %, cela est dû à la diminution du taux des particules fines.

Tableau 3:16 Les limites d’Atterberg des mélanges B₁₀SC_xT_y.

Mélanges	w _L (%)	W _p (%)	I _p
B ₁₀ SC ₁₀ T ₈₀	36,77	25,00	11,77
B ₁₀ SC ₂₀ T ₇₀	35,54	24,07	11,47
B ₁₀ SC ₃₀ T ₆₀	35,20	23,88	11,32
B ₁₀ SC ₄₅ T ₄₅	34,39	23,22	11,17
B ₁₀ SC ₆₀ T ₃₀	31,79	21,74	10,05

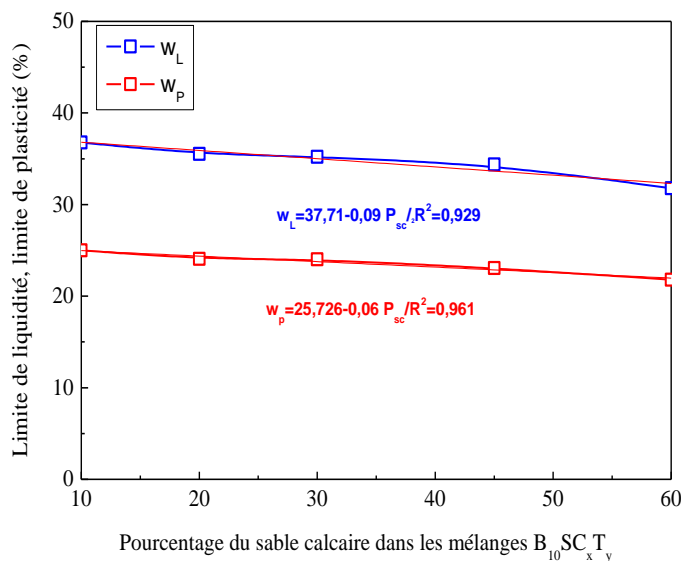


Figure 3:20 Effet du pourcentage du sable calcaire sur les limites d’Atterberg des mélanges (Demdoum et al., 2017).

D’après la classification des sols dans l’abaque de plasticité (*Abaque de Casagrande*), tous les mélanges présentent un état du sol peu plastique faiblement argileux, tandis que la bentonite ($w_L=141\%$, $I_p=93$) présente un état d’argile forte plasticité (Figure 3:21).

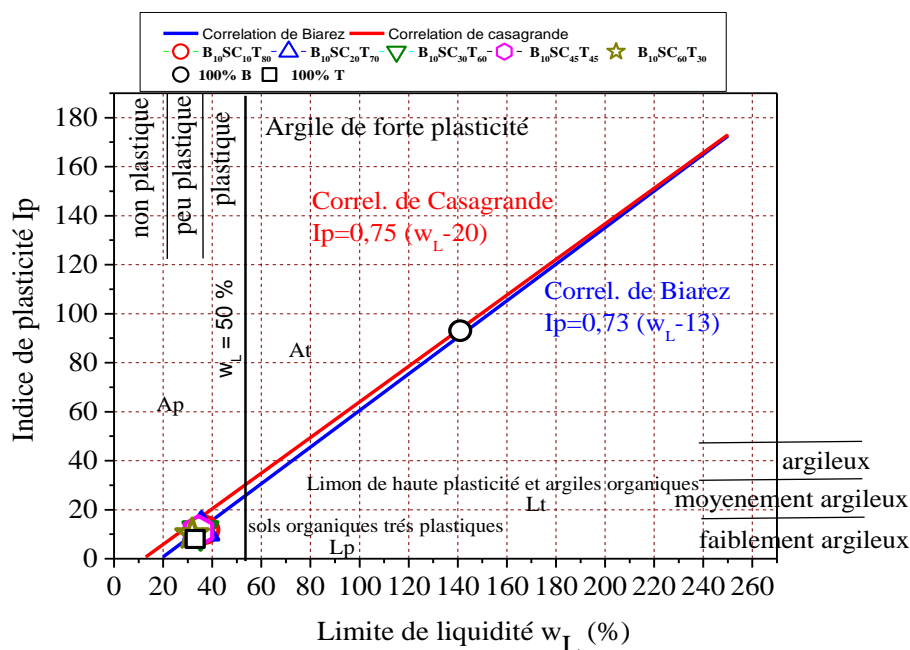


Figure 3:21 Classification des sols fins sur le diagramme de Casagrande (Philipponnat et Hubert.1997).

Avec : *At*: argiles très plastiques; *Ap* : argiles peu plastiques ; *Lt* : limons très plastiques; *Lp* : limons peu plastiques.

3.3.4.1 Corrélations entre w_{opt} ou ρ_{dopt} et limite de liquidité w_L

L’essai Proctor (NF P94-093, 1997a) est l’essai de référence en géotechnique des terrassements. Il permet de définir la densité sèche et la teneur en eau de compactage d’un matériau mis en remblai qui assurent une déformation faible après la mise en service de l’ouvrage.

Les conditions de mise en œuvre de tous les remblais en sol fin étant déterminées par rapport à l'essai Proctor, il est intéressant de corréliser les paramètres du Proctor à des paramètres d'identification (Fleureau et al., 2002) (Éq. 3:4,5).

- Proctor Normal : plage de w_L : 17 à 170% ; $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

$$\checkmark \quad \gamma_{dopt} = \rho_{dopt} g = 21,00 - 0,113 w_L + 0,00024 (w_L)^2; \quad r^2 = 0,86 \quad (3:4)$$

$$\checkmark \quad w_{opt} = 1,99 + 0,46 w_L - 0,0012 (w_L)^2; \quad r^2 = 0,94 \quad (3:5)$$

Le tableau 3:17 présente une comparaison entre les paramètres de l'OPN mesurés et corrélés. En général, on constate une bonne corrélation entre les valeurs mesurées et corrélées, exception faite pour les valeurs de la bentonite, où on note un fort décalage en particulier pour la teneur en eau optimale.

Tableau 3:17 Comparaison des paramètres de l'OPN mesurés et corrélés.

Matériaux	Valeurs mesurées			Valeurs corrélées	
	w_L	$\gamma_{dmax} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$w_{opt} \text{ (}\%\text{)}$	$\gamma_{dmax} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$w_{opt} \text{ (}\%\text{)}$
$B_{10}SC_{10}T_{80}$	36,77	16,625	14,20	16,43	17,29
$B_{10}SC_{20}T_{70}$	35,54	16,89	14,35	16,57	16,83
$B_{10}SC_{30}T_{60}$	35,20	17,10	13,75	16,61	16,70
$B_{10}SC_{45}T_{45}$	34,39	17,38	12,00	16,70	16,39
$B_{10}SC_{60}T_{30}$	31,79	17,825	9,25	17,01	15,40
100% B	141,00	12,10	32,00	10,00	43,00

3.3.5 Paramètre de gonflement des mélanges $B_{10}SC_xT_y$

3.3.5.1 Estimation indirecte du gonflement libre

Un nombre considérable d'approches empiriques introduites par différents auteurs (Williams et Donaldson, 1980) basées sur des caractéristiques du sol qui sont très simples à déterminer en laboratoire sont utilisées pour l'évaluation du potentiel de gonflement. Certaines approches sont basées sur un seul paramètre, et d'autres sur la combinaison de deux paramètres ou plus, et plus le nombre des paramètres est grand, plus l'évaluation du potentiel de gonflement est meilleure (Lamara et al., 2006).

Dans ce qui suit, nous allons considérer deux classifications pour évaluer le potentiel de gonflement des sols en fonction de l'indice de plasticité, la limite de liquidité et pourcentage en particules inférieures à $74 \mu\text{m}$, il s'agit de :

- ✓ Classification de Costet et Sanglerat (1981) (tableau 3:18).
- ✓ Classification de Ghen (1988) (cité par Djedid et al, 2001) (tableau 3:19).

Tableau 3:18 Classification de Costet et Sanglerat (1981).

Potentiel de gonflement	Indice de plasticité (%)
Bas (b)	0-15
Moyen (M)	10-35
Haut (H)	35-55
Très haut (TH)	>55

Tableau 3:19 Classification de Ghen (1988) (cité par Djedid et al., 2001).

Limite de liquidité (%)	0-20	20-30	30-40	40-60	>60
% < 74 μm	/	< 30	30 – 60	60 - 95	> 95
Potentiel de gonflement (%)	Non gonflant (NG)	Faible (F)	Moyen (M)	Fort (FO)	Très fort (TF)

Tableau 3:20 Estimation indirecte du potentiel de gonflement des mélanges $B_{10}SC_xT_y$.

Les auteurs	Paramètres	$B_{10}SC_{10}T_{80}$	$B_{10}SC_{20}T_{70}$	$B_{10}SC_{30}T_{60}$	$B_{10}SC_{45}T_{45}$	$B_{10}SC_{60}T_{30}$	100%B
Costet (1981).	I_p	M	M	M	M	M	TH
Ghen (1988).	w_L et % < 74 μm	M	M	M	M	F à M	TF

D'après le tableau 3:20, les caractéristiques physiques sont de bons indicateurs pour l'estimation du gonflement des mélanges. Néanmoins, il reste à confirmer cette évaluation par les mesures directes du potentiel et de la pression de gonflement.

3.3.5.2 Mesure du gonflement libre

3.3.5.2.A Principe

Les essais de gonflement sont effectués dans un oedomètre classique sur des échantillons des mélanges $B_{10}SC_xT_y$, leurs dimensions sont respectivement : Hauteur $H=20$ mm, Diamètre $D = 50$ mm. L'essai est réalisé par la méthode du gonflement libre (Serratrice et Soyez, 1996 ; Gueddouda et al., 2013). En premier temps, pour chaque mélange, on procède à la préparation de l'échantillon suivi d'un compactage statique à des teneurs en eau et densité sèche correspondant à l'optimum de Proctor normal (OPN). L'échantillon est placé dans la cellule cylindrique entre deux pierres poreuses. Puis, au cours de la saturation, il est autorisé à gonfler verticalement sous la pression du chapeau durant plusieurs jours, jusqu'à la stabilisation. Les propriétés de gonflement peuvent également être affectées par la composition chimique du fluide de saturation.

Ainsi, les essais de gonflement libre ont été réalisés au cours de la saturation à l'eau et au lixiviat. Le potentiel de gonflement total est déterminé d'après la formule suivante (Éq. 3:6) :

$$G(\%) = \frac{\Delta H}{H} \times 100 \quad (3:6)$$

Avec : $\Delta H = H_f - H_0$; H_0 : hauteur initiale ; H_f : hauteur finale après stabilisation.

Pour mettre en évidence le changement macroscopique des matériaux et des mélanges ; après la fin des essais, nous allons sécher les échantillons à 105°C (pendant 24h) afin de mesurer leur pH selon la méthode ASTM D4972-01 (2007), en utilisant le dispositif OHAUS (STARTER 3000C).

3.3.5.2.B Résultats

Le gonflement libre a été déterminé par la saturation à l'eau (Figure 3:22a) et au lixiviat (Figure 3:22b). D'après ces courbes, on distingue deux phases de gonflement, un gonflement primaire qui

prend place très tôt, sa fin est caractérisée par un point d'inflexion permettant le changement de l'allure de la courbe, et un gonflement secondaire qui est caractérisé par la portion linéaire de la courbe (Holtz et Kovacs, 1991 ; Chen, 1988, Gueddouda et al., 2013). Le potentiel de gonflement libre des mélanges $B_{10}SC_xT_y$ varie de 9% à 12,20% dans la cellule inondée par l'eau et de 5% à 10% dans le cas de cellule inondée par le lixiviat.

Les variations de gonflement primaire à l'eau et au lixiviat pour les mélanges $B_{10}SC_xT_y$ sont respectivement inférieures à $\log(t)=200$ min, $\log(t)=100$ min. Étant donné que la proportion de bentonite est fixe 10%, la différence des valeurs maximales de gonflement à l'eau pour différents mélanges est due au tissu de sable calcaire (sable concassé). Pour le sable calcaire, dont la forme est relativement angulaire (Sivapullaiah et al., 1996), l'effet d'un réarrangement des particules est très important (répartition et taille des pores) (Demdoum et al., 2018). Ainsi, le gonflement de la bentonite dépend fortement du tissu comme la taille et la forme des fractions non gonflantes (Sivapullaiah et al., 1996).

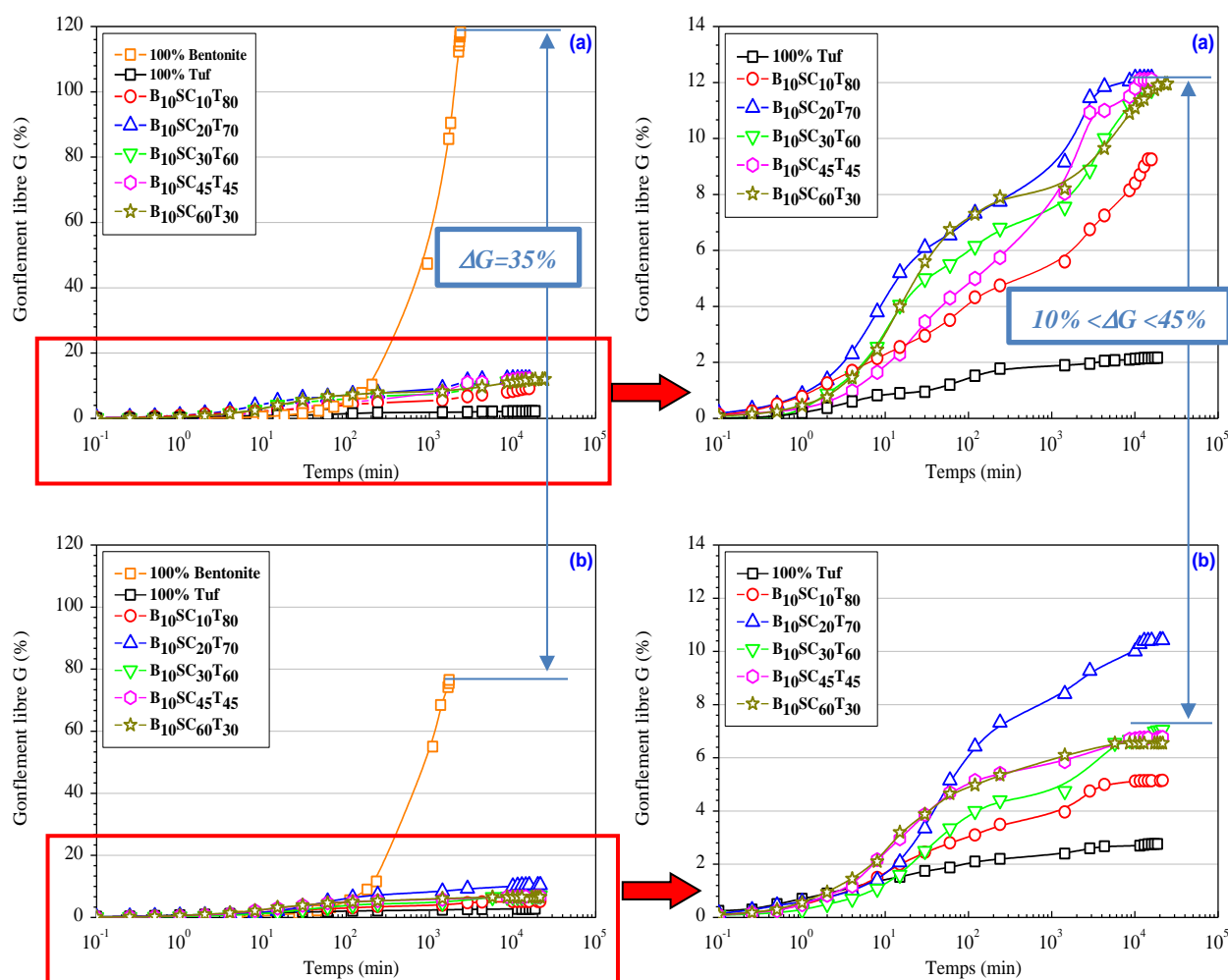


Figure 3:22 Évolution du gonflement libre en fonction du temps des mélanges $B_{10}SC_xT_y$: (a) par l'eau et (b) par le lixiviat.

La tendance totale de gonflement libre varie avec le temps est la même pour tous les mélanges (environ 12 jours). Comparativement, les valeurs de gonflement libres avec l'eau pour tous les mélanges étaient supérieures à celles valeurs obtenues avec le lixiviat. Le gonflement libre maximal est 0,1% ;

2,16% et 118,25%, respectivement, pour le sable calcaire, le tuf et la bentonite seule lorsque la saturation de la cellule par l'eau est 0,1% ; 2,7% et 76,5%, respectivement, lors la saturation de la cellule avec le lixiviat (tableau 3:21). Cela permet de conclure que le sable calcaire est un matériau non gonflant (inerte). Pour le tuf, la valeur de gonflement libre obtenue par lixiviat et par l'eau est similaire. Il présente un faible taux de gonflement des mêmes valeurs pour les deux cas, ce qui permet de conclure que les types de liquide n'influent pas sur le tuf.

Concernant la bentonite (tableau 3:21), on peut constater que le rapport entre les deux potentiels du gonflement (ΔG) à l'eau et au lixiviat est d'environ 35 %. La diminution du gonflement de la bentonite saturé est due à la composition chimique du lixiviat. La composition chimique ont été déterminées en termes de concentrations de cations, on constate au tableau 3:12 (page 81) que le lixiviat contient une quantité considérable de, Ca^{2+} , Mg^{2+} , Na^+ et NH_4^+ . Par conséquent, les ions mono et divalents dans le lixiviat commencé à réagir avec les minéraux disponibles dans les mélanges. Pour ce qui est des diminutions, la théorie de double couche prédite que l'épaisseur diffuse de la double couche diminue avec l'augmentation de la concentration chimique de solution interstitielle de la bentonite (Siddiqua et al., 2011).

En général, le potentiel de gonflement libre obtenu avec l'eau est supérieur à celui obtenu avec les lixiviats et ceci pour tous les mélanges.

Tableau 3:21 Gonflement libre (G) et pH des mélanges $\text{B}_{10}\text{SC}_x\text{T}_y$ sous l'effet de l'eau et du lixiviat.

Matériaux et mélanges	G_{eau} (%)	G_{Lixiviat} (%)	ΔG $\frac{(G_{\text{eau}} - G_{\text{Lixiviat}})}{G_{\text{eau}}}$ (%)	pH_{eau}	$\text{pH}_{\text{Lixivi}}$	ΔpH (%)
100% SC	0,10	0,10	0,00	8,97	8,78	2,20
100% T	2,16	2,76	-27,60	7,85	7,58	3,43
100% B	118,25	76,45	35,35	10,38	9,70	6,55
$\text{B}_{10}\text{SC}_{10}\text{T}_{80}$	9,25	5,15	44,32	8,92	8,61	3,47
$\text{B}_{10}\text{SC}_{20}\text{T}_{70}$	12,20	10,42	14,19	8,77	8,51	2,96
$\text{B}_{10}\text{SC}_{30}\text{T}_{60}$	11,75	7,05	40,00	8,75	8,45	3,42
$\text{B}_{10}\text{SC}_{45}\text{T}_{45}$	12,10	6,775	44,00	8,72	8,42	3,44
$\text{B}_{10}\text{SC}_{60}\text{T}_{30}$	11,95	6,55	45,18	8,75	8,50	3,18

Pansu et Gautheyrou (2006) et Kaufhold et al. (2008) ont montré que la valeur du pH peut être utilisée pour prédire les cations dominants sur les échangeurs de cations dans le sol, tels que $\text{pH} > 5,5$: Al ions hydroxydes/polymères, $\text{pH} 7.6-9$: CaCO_3 , $\text{pH} > 9$: Na_2^+CO_3 . En outre, Ca^{+2} est connu pour être plus acide que Na^+ , en raison de l'hydrolyse (Kaufhold et al., 2008). Ainsi, les résultats du pH confirment la réaction de carbonate de calcium (tableau 3 :21).

La figure 3:23 montre que le potentiel du gonflement libre des mélanges $\text{B}_{10}\text{SC}_x\text{T}_y$ augmente avec l'augmentation de sable calcaire jusqu'à 20% ; au-delà de ce pourcentage ($\geq 30\%$), on constate une légère diminution qui tend vers un palier ; ceci dans le cas de la saturation avec l'eau. Dans le cas de la saturation avec le lixiviat, les mêmes observations ont été observées.

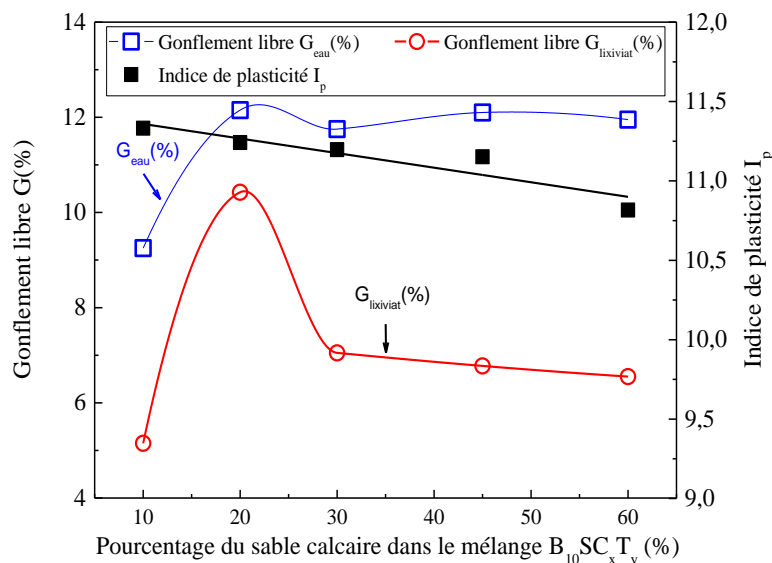


Figure 3:23 Variation du potentiel de gonflement libre (G) (à l'eau et au lixiviat) et l'indice de plasticité en fonction du pourcentage du sable calcaire dans le mélange $B_{10}SC_xT_y$.

La figure 3:23 montre aussi une corrélation entre le potentiel de gonflement (G%) et l'indice de plasticité des mélanges. Cette corrélation s'applique aux sols à teneurs en argile entre 8 et 65 % à condition de compactage à Proctor normal (Seed et al., 1962). Généralement, les mélanges présentent des valeurs du G (%) plus proches l'une des autres en raison de leurs valeurs de l'indice de plasticité très proches.

On conclut que les contaminants présents dans le lixiviat d'enfouissement sont les paramètres prédominants qui entraînent la perte du potentiel de gonflement de la bentonite et les mélanges $B_{10}SC_xT_y$.

3.3.5.3 Mesure de la pression de gonflement

La mesure de la pression de gonflement (P_g) est essentielle, afin d'assurer la stabilité du système de confinement. Du point de vue mécanique, la pression de gonflement doit être inférieure à la contrainte mineure in situ et la charge de déchets. Pour la mesure de la pression de gonflement, on a utilisé la méthode du volume constant (à succion matricielle de 0 kPa). Pour la préparation des échantillons, la méthode de compactage et les solutions de saturations sont considérées comme les mêmes méthodes de mesure du gonflement libre, avec les mêmes caractéristiques. Les résultats de la pression de gonflement des différents mélanges sont regroupés dans le tableau 3:22.

Tableau 3:22 Pression de gonflement des mélanges $B_{10}SC_xT_y$.

Matériau et mélanges	P_g (kPa): eau	P_g (kPa): lixiviat	ΔP_g (%)
100% SC	0,0	0,0	0,0
100 % T	9,0	10,0	-11,11
100 % B	852,0	637,0	25,23
$B_{10}SC_{10}T_{80}$	40,0	25,0	37,50
$B_{10}SC_{20}T_{70}$	42,45	37,45	11,78
$B_{10}SC_{30}T_{60}$	35,0	25,0	28,57
$B_{10}SC_{45}T_{45}$	27,47	20,03	27,08
$B_{10}SC_{60}T_{30}$	37,45	27,47	26,65

L'évolution de la pression de gonflement des différents mélanges $B_{10}SC_xT_y$ est représentée sur la figure 3:24.

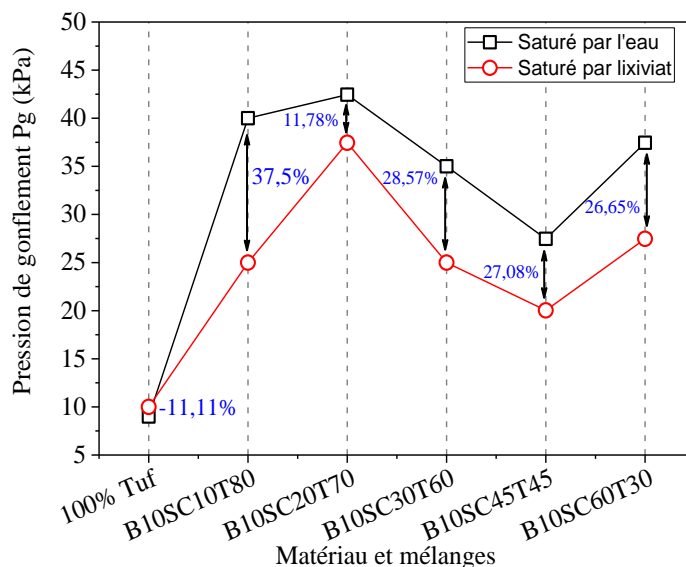


Figure 3:24 Effet du lixiviat sur la pression de gonflement des mélanges $B_{10}SC_xT_y$.

La pression de gonflement de la bentonite est de l'ordre de 850 kPa et 637 kPa à l'eau et au lixiviat, respectivement. Dans les deux cas de saturation, la pression de gonflement varie entre 25 à 43 kPa. La pression de gonflement du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ est relativement stable dans l'interaction au lixiviat. On note qu'une faible pression de gonflement a été trouvée pour tous les mélanges.

En général, on a observé que l'effet du lixiviat sur la pression de gonflement est important. Cependant, il est généralement admis que la pression de gonflement diminue avec l'augmentation de la salinité de l'eau interstitielle (Castellanos et al., 2008 ; Siddiqua et al., 2011).

3.3.5.4 Effet du lixiviat sur la minéralogie des matériaux

Après la fin des essais de gonflement libre et la pression de gonflement sur les matériaux de base (sable calcaire, tuf et bentonite) réalisés, les échantillons ont été séchés à l'étuve à une température de 105°C pendant 24h jusqu'à stabilisation de la masse puis écrasés par une dame à fine de réaliser des essais de diffraction aux rayons X (DRX) pour mieux comprendre les résultats du gonflement obtenus. Le diffractomètre aux rayons X utilisé est le « XPERT PRO- Powder » avec une source de Cobalt. Le balayage de 2θ est entre 5° et 118° avec un pas de 0,0167° (Unité de recherche : matériaux, procédés et environnement/Université M'hamed Bougera de Boumerdès).

Les diagrammes de diffraction aux rayons X (DRX) de la bentonite immergée dans le lixiviat et dans l'eau sont illustrés dans la figure 3:25. On remarque que le pic de cristobalite et de montmorillonite a disparu avec la présence du lixiviat. De plus, l'angle des pics de montmorillonite ne s'est pas déplacé vers un angle plus grand, mais les pics ont été significativement réduits, ce qui signifie que sa teneur en montmorillonite a diminué. Selon de nombreuses publications, l'analyse chimique et minéralogique sont relativement compatibles (Watanabe et Yokoyama, 2016). En revanche, les minéraux secondaires n'existaient pas dans les échantillons après leur immersion au lixiviat, comme les produits amorphes ne sont pas déterminés par la diffraction des rayons X.

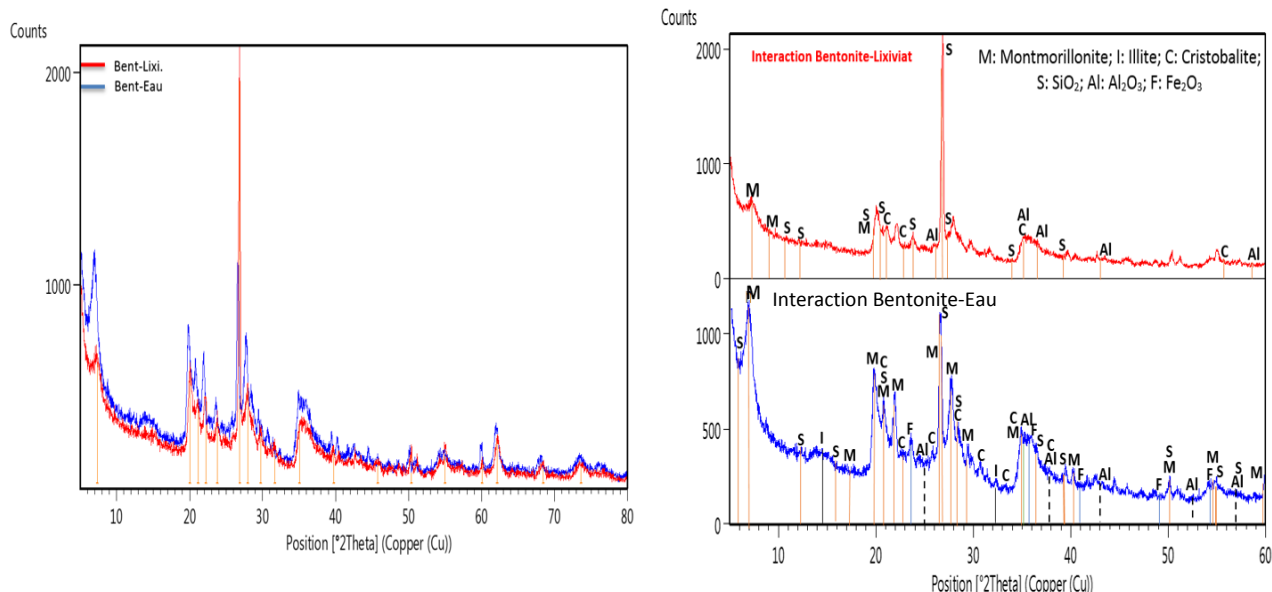


Figure 3:25 Diffractogramme aux rayons X de la bentonite immergée à l'eau et au lixiviat (Unité de recherche : matériaux, procédé et environnement/Université M'hamed Bougera de Boumerdès).

Pour l'hydrolyse de la montmorillonite, il est possible de remplacer Al^{3+} par Mg^{2+} (qui est abondant dans ce lixiviat (Tableau 3:12, page 81)) dans la couche octaédrique de montmorillonite. Ces substitutions provoquent un appauvrissement des charges positives et donc un excès de charges négatives qui seront compensées par des cations interfoliaires ou externes (Pansu et Gautheyrou, 2006). De plus, il convient de noter qu'il y a une augmentation des pics de silicate. Selon la constatation de Kaufhold et al. (2008), les résultats du pH confirment la réaction de $Na_2^+CO_3$.

Dans les diagrammes de tuf, le pic de $CaCO_3$ a diminué dans le lixiviat, tandis que le sable calcaire, dont des pics sont relativement stables (Figures 3:26a, 26b).

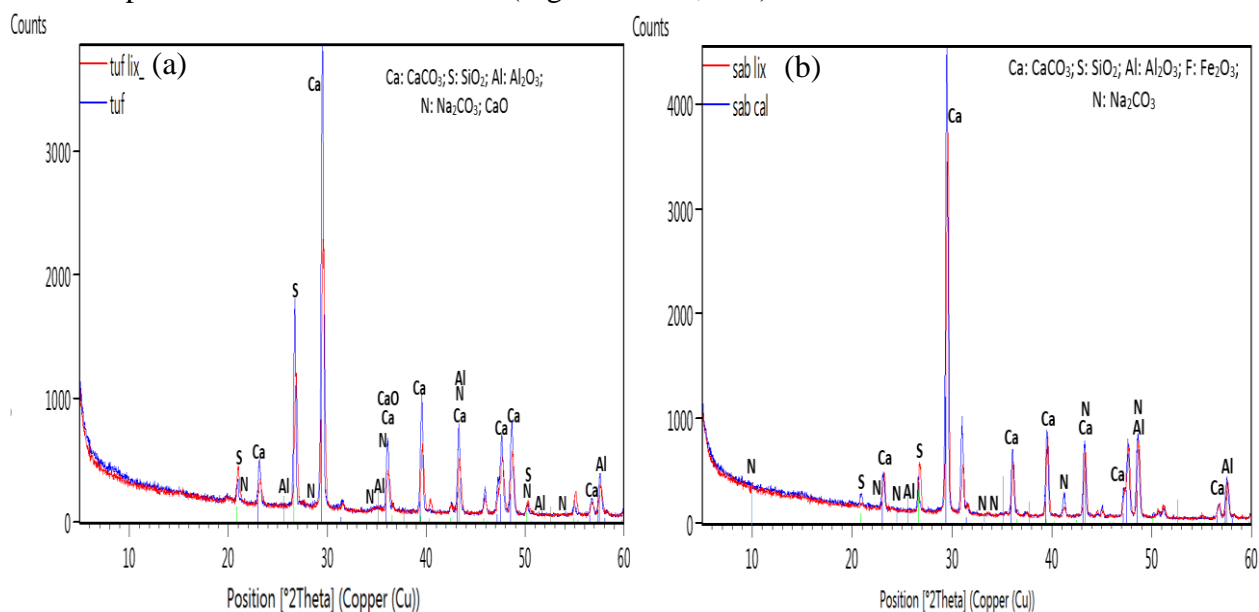


Figure 3:26 Diffractogramme aux rayons X pour (a) le tuf et (b) le sable calcaire immergés à l'eau et au lixiviat (Unité de recherche : matériaux, procédés et environnement/Université M'hamed Bougera de Boumerdès).

Pour les sols de marnes, le carbonate de calcium actif est abondant, en particulier sous forme de très fines particules ($<20 \mu\text{m}$), sa surface réactive induit une réactivité particulièrement élevée (la solubilité des pierres calcaires est de l'ordre de 0.014g/l) (Callot et al., 1978 ; Schrefler et Delage, 2001). L'interaction du lixiviat avec ces particules fines induit une suite de phénomènes physico-chimiques complexes à cinétique très variable modifiant les propriétés du gonflement (À titre d'exemple : formation de nouveaux minéraux aux propriétés liantes). À la fin de l'interaction entre ses minéraux, des produits secondaires se forment et changent la structure des particules des mélanges (Eid et al., 2015). De plus, le lixiviat pourrait entraîner la formation de nouveaux composés gonflants dans le tuf.

On conclut que le lixiviat diminue le gonflement de la bentonite et les mélanges $B_{10}SC_xT_y$ par la dissolution de la montmorillonite. Cette diminution est peu remarquable dans le mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$.

3.3.6 Mesure indirecte de la conductivité hydraulique par les essais œdométriques

Plusieurs types de perméamètres à parois rigides sont utilisés pour la détermination de la conductivité hydraulique saturée des sols, parmi eux la cellule oedométrique (Figure 3:27).

La compressibilité des sols est une considération technique importante pour les barrières ouvragées. L'essai à l'œdomètre (AFNOR XP P 94-090-1, 1997b) est utilisé pour déterminer les caractéristiques de compressibilité des sols qui sont généralement décrites à l'aide de la méthode du coefficient de compressibilité, C_c , et le coefficient de consolidation, C_v . Le coefficient de compressibilité (C_c) est utilisé pour prédire la quantité de tassement qui sera effectuée, et le coefficient de consolidation (C_v) est un paramètre de taux utilisé pour prédire combien de temps il faudra pour qu'une certaine quantité de compression ait lieu.



Figure 3:27 Trois cellules œdométriques.

Les essais de consolidation effectués dans cette partie de notre étude ont permis d'estimer la conductivité hydraulique « k_{sat} » pour chaque incrément de chargement en suivant la procédure d'essai citée ci-dessous. Cette méthode indirecte consiste à calculer cette conductivité hydraulique en se basant sur les coefficients de compressibilité volumique m_v et les coefficients de consolidation C_v de la théorie de Terzaghi.

Pour la préparation des échantillons, les mêmes procédures effectuées pour mesurer le gonflement libre sont considérées en gardant les mêmes caractéristiques (hauteur, diamètre, densité sèche et teneur en eau). Cet échantillon est pris entre deux pierres poreuses qui servent au drainage et à l'alimentation en eau de l'échantillon. Ensuite, l'ensemble de l'assemblage a été placé dans une cellule de consolidation et placé dans le cadre de chargement et inondé, puis permis de gonfler sous une pression verticale de 5 kPa.

Les essais ont été réalisés sur les échantillons des mélanges saturés à l'eau et au lixiviat pendant 24 heures. Au cours de l'essai, l'échantillon est soumis à des paliers de charges successives et croissantes suivant une progression géométrique $\sigma_{i+1} / \sigma_i = 2$. Les contraintes verticales appliquées varient de 10kPa à 800kPa. On mesure le tassement ΔH en fonction du temps pour chaque contrainte pour une période de 24 heures.

Ce test permet d'établir deux types de courbes, une courbe de consolidation qui définit l'évolution de tassement en fonction du temps et l'autre courbe montre le comportement déformable du sol en fonction de la pression de consolidation ($\log(\sigma_v) - e$) pour un échantillon donné. La variation de l'indice des vides est donnée par l'Éq. 3:7:

$$\Delta e = \left(\frac{\Delta H (1 + e_0)}{H_0} \right) \quad (3:7)$$

Où, Δe : Changement de l'indice des vides des échantillons e ; ΔH : Variation de l'épaisseur de l'échantillon en; H_0 : épaisseur initiale de l'échantillon; e_0 : l'indice des vides initiaux des échantillons.

À partir du résultat d'essai de consolidation, une courbe de temps-tassement a été obtenue à chaque augmentation de pression. Le coefficient de consolidation (C_v) a été obtenu à l'aide de la méthode de racine carrée du temps de Taylor (\sqrt{t}). Le coefficient de variation de volume (m_v) a été calculé comme étant (Éq. 3:8) :

$$m_v = \left(\frac{a_v}{(1 + e_0)} \right) \quad (3:8)$$

Où, a_v : Coefficient de compressibilité ($a_v = \Delta e / \Delta \sigma$); $\Delta \sigma$: Changement de pression.

On peut estimer la valeur de la conductivité hydraulique saturée (k_{sat}) en fonction des paramètres de compressibilité et de consolidation selon la relation suivante (Éq. 3:9):

$$k_{sat} = C_v \times m_v \times \gamma_w \quad (3:9)$$

3.3.6.1 Compressibilité des mélanges $B_{10}SC_xT_y$

Les courbes de compressibilité pour les mélanges contaminés (avec lixiviat) et non contaminés (avec l'eau) sont représentées dans la figure 3:28. D'après cette figure, on remarque que les indices des vides diminuent avec l'augmentation des fractions du sable calcaire dans les mélanges $B_{10}SC_xT_y$. Cela peut s'expliquer par l'augmentation de la densité sèche. L'indice des vides a été augmenté de 9% (le taux maximum) dans les mélanges contaminés.

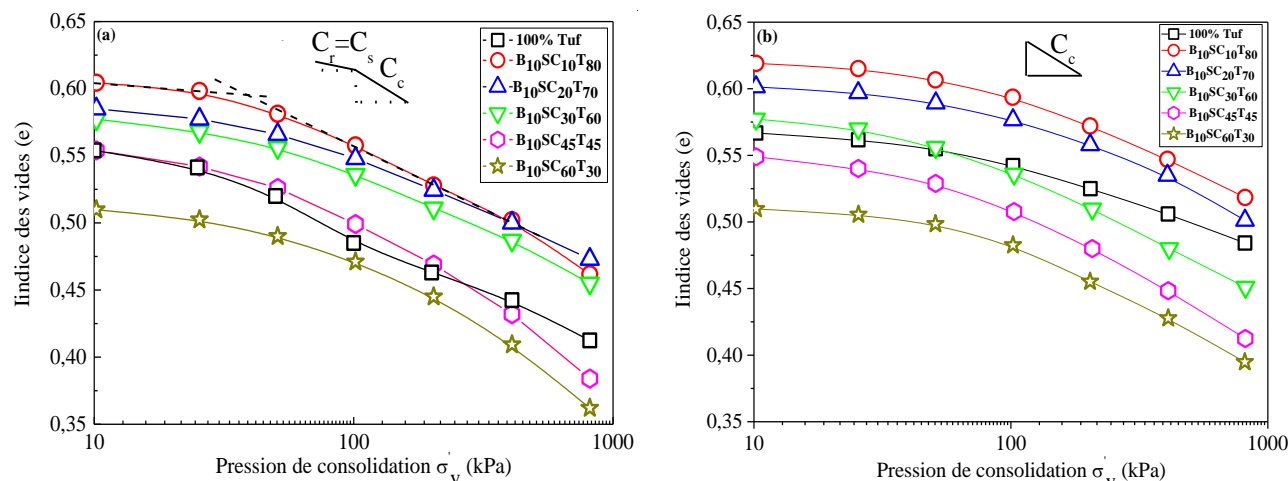


Figure 3:28 Courbes de compressibilité œdométrique des mélanges B₁₀SC_xT_y par deux types de solutions :(a) par l'eau et (b) par le lixiviat.

Les coefficients de compressibilité (C_c) et de gonflement (C_s) des mélanges donnent une indication sur sa compressibilité. La compressibilité des mélanges sol sableux-bentonite est principalement contrôlée par les facteurs mécaniques et physico-chimiques (Robinson et Allam, 1998 ; Dutta et Mishra, 2016) qui augmentent avec l'augmentation de la pression de consolidation. De plus, le coefficient (C_c) est inversement lié à la rigidité du sol. Selon Braja (2005), le coefficient de gonflement (C_s) est nettement moins d'ampleur que le coefficient de compressibilité et généralement égale le coefficient de reconsolidation (C_r), il est situé entre (Éq. 3:10) :

$$1/10x(C_c) \leq C_r \approx C_s \leq 1/5x(C_c) \quad (3:10)$$

Avec : $C_c = -\Delta e / \Delta \log(\sigma_v)$ et $C_r = \Delta e / \Delta \log(\sigma_v)$.

D'après le tableau 3:23 et la figure 3:29, on remarque que les coefficients de compressibilité augmentent avec l'augmentation du sable calcaire ajouté jusqu'à 45%, au-delà une diminution jusqu'à 60% du sable calcaire et ceci pour les deux cas de saturation. D'autre part, l'effet du lixiviat sur le coefficient de compressibilité (C_c) est faible que celui le coefficient de gonflement. En général, la compressibilité et la déformation en compression des mélanges non contaminés (à l'eau) a dépassé celle des mélanges contaminés au lixiviat. La contrainte de pré-consolidation (σ_p) des mélanges contaminés est plus que celles trouvées dans les mélanges non contaminés (le lixiviat rend la surface d'élasticité plus grande). Mathew et Rao (1997) ont indiqué qu'en augmentant la valence des cations échangeables dans l'argile, la compression globale dans le système est réduite et la pression de préconsolidation (σ_p) est alors augmentée.

Tableau 3:23 Les coefficients de compressibilité et la contrainte de pré-consolidation (σ_p) des mélanges B₁₀SC_xT_y.

Matériaux	Solution	Eau			Lixiviat		
		C _c	C _s	σ _p (kPa)	C _c	C _s	σ _p (kPa)
100 % T		0,0795	0,0670	29	0,0641	0,0169	64
B ₁₀ SC ₁₀ T ₈₀		0,079	0,0330	41	0,0829	0,0176	74
B ₁₀ SC ₂₀ T ₇₀		0,083	0,0382	57	0,0835	0,0174	82
B ₁₀ SC ₃₀ T ₆₀		0,09	0,0398	52	0,094	0,0287	65
B ₁₀ SC ₄₅ T ₄₅		0,127	0,0532	65	0,106	0,0305	70
B ₁₀ SC ₆₀ T ₃₀		0,12	0,0414	80	0,097	0,0162	80

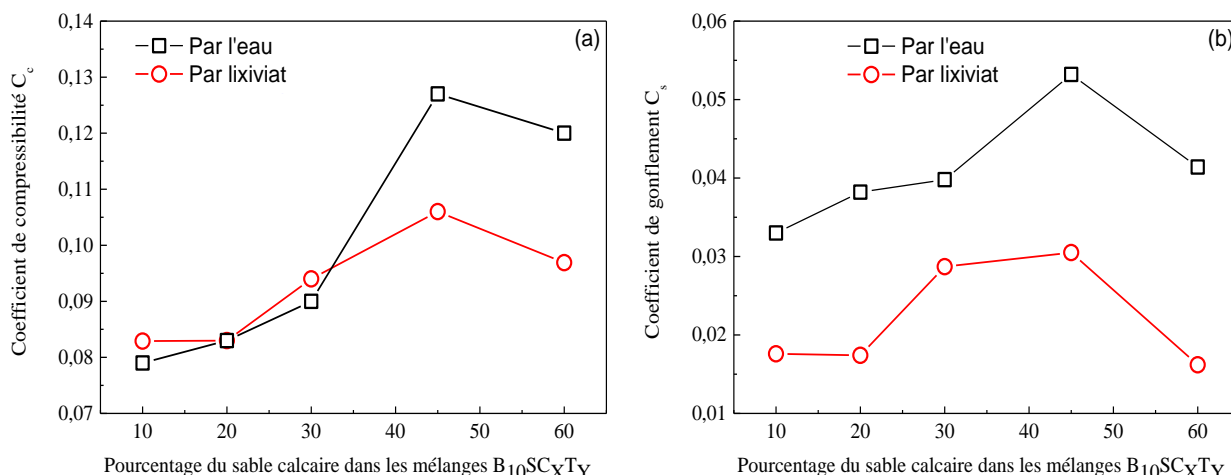


Figure 3:29 Variation des coefficients (a) de compressibilité et (b) de gonflement des mélanges B₁₀SC_xT_y sous l'effet de l'eau et le lixiviat.

3.3.6.2 Coefficient de consolidation C_v des mélanges B₁₀SC_xT_y

Le coefficient de consolidation (C_v) signifie la vitesse à laquelle un échantillon de sol saturé subit la consolidation à une dimension lorsqu'elle est soumise à une augmentation de la pression de consolidation verticale, ce qui, à son tour, dépend directement de la conductivité hydraulique du milieu du sol subissant à la compression.

Le coefficient de consolidation C_v est en fonction de la hauteur de l'échantillon H₀ et t₉₀ (méthode de Taylor). Sa valeur est donnée par l'expression suivante (Éq. 3:11):

$$C_v = \frac{0,848 \times H_0^2}{4 \times t_{90}} \quad (3:11)$$

Avec : H₀ : hauteur de l'échantillon (H₀ = 0,02 m)

Les résultats de la variation des coefficients de consolidation des mélanges B₁₀SC_xT_y en fonction de la pression de consolidation appliquée sont représentés graphiquement sur la figure 3:30.

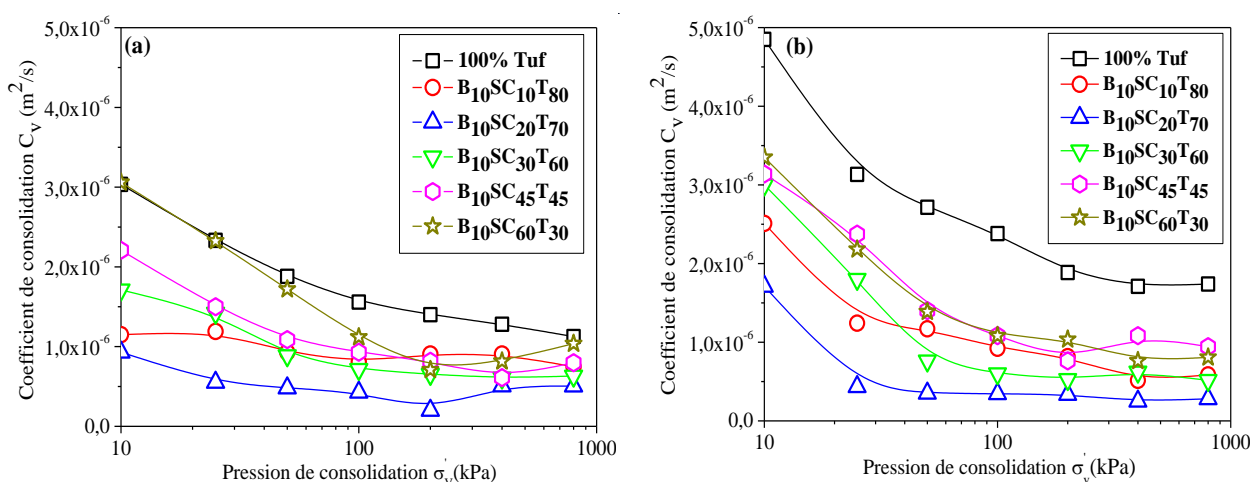


Figure 3:30 Variation des coefficients de consolidation (C_v) en fonction de la pression de consolidation des mélanges B₁₀SC_xT_y : (a) par l'eau (Demdoumet al., 2016a) et (b) par le lixiviat.

Les courbes de la figure 3:30 indiquent que les valeurs du coefficient de consolidation (C_v) ont diminué avec l'augmentation de la pression de consolidation jusqu'à 100kPa, au-delà de 100kPa le coefficient C_v présente un palier. Une tendance similaire a aussi été observée par Gueddouda et al. (2016) pour le mélange sable-bentonite et Dutta et Mishra (2016) pour la bentonite seule.

La figure 3 :30b montre que le coefficient de consolidation (C_v) augmente avec l'interaction au lixiviat et se caractérise par un taux de consolidation rapide dans les faibles pressions. Cette observation ne peut s'expliquer par la diminution de l'épaisseur de la double couche diffuse (DDL) de la bentonite, telle que la réaction bentonite-solution saline (Dutta et Mishra, 2016), ceci peut être expliqué de la présence de microorganismes vivants dans le lixiviat.

Les résultats montrent que le coefficient de consolidation (C_v) des mélanges est inversement proportionnel du sable calcaire additionné jusqu'à 20%. Après cela, on remarque que le coefficient de consolidation a augmenté avec l'augmentation du pourcentage du sable calcaire. Pour des pressions inférieures ou égales à 100 kPa, la variation de (C_v) est appréciable, tandis que pour les pressions verticales supérieures à 100 kPa, la variation de (C_v) est faible. Les valeurs de (C_v) pour les mélanges saturés à l'eau et au lixiviat sont comprises entre 10^{-6} m²/s et 10^{-7} m²/s. Concernant le tuf, les valeurs de (C_v) obtenus par l'eau sont inférieures que ceux obtenus par lixiviat.

3.3.6.3 Variation de la conductivité hydraulique des mélanges $B_{10}SC_xT_y$

Les résultats de la conductivité hydraulique « k_{sat} » des mélanges $B_{10}SC_xT_y$ en fonction des pressions de consolidation appliquées sont présentés graphiquement dans la figure 3:31.

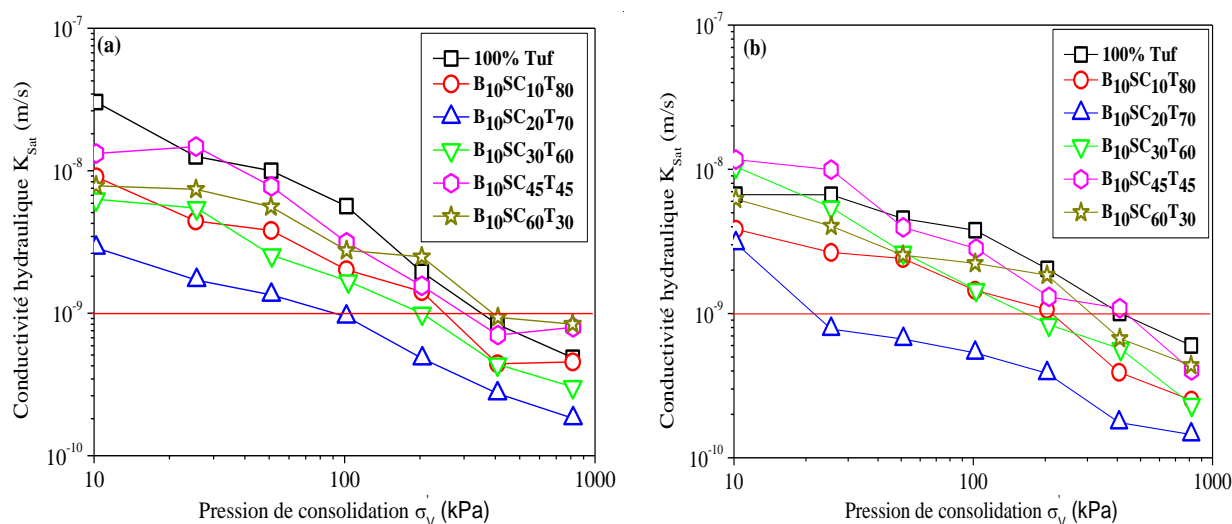


Figure 3:31 Variation de la conductivité hydraulique en fonction de la pression de consolidation des mélanges $B_{10}SC_xT_y$: (a) par l'eau et (b) par le lixiviat (Demdoum et al., 2017).

Les résultats de la conductivité hydraulique (k_{sat}) ci-dessus montrent que :

- ✓ Dans les deux cas de saturation, la conductivité hydraulique (k_{sat}) diminue avec l'augmentation de la pression de consolidation appliquée ;

- ✓ En général, pour des pressions de consolidations supérieures à 100kPa, les valeurs de la conductivité hydraulique saturée par le lixiviat sont légèrement inférieures à celles saturées par l'eau. Ces résultats sont en accord avec ceux trouvés par Gettinby (1999) ; Ozcoban et al. (2013) ;
- ✓ Les mélanges satisfaisant le critère de la conductivité hydraulique des barrières ouvragées ($k_{sat} \leq 10^{-9}$) sont B₁₀SC₂₀T₇₀ et B₁₀SC₃₀T₆₀ ;
- ✓ Dans les deux cas de saturation, le mélange B₁₀SC₂₀T₇₀ présente les valeurs minimales de la conductivité hydraulique saturée. Dans le cas de l'eau, la conductivité hydraulique diminue de $7,0 \times 10^{-9}$ m/s à $1,83 \times 10^{-10}$ m/s pour les pressions de consolidation appliquées de 10 kPa à 800 kPa. Dans le cas au lixiviat, et pour les mêmes pressions appliquées, la conductivité hydraulique diminue de $7,0 \times 10^{-9}$ m/s à $1,44 \times 10^{-10}$ m/s. Le mélange B₁₀SC₃₀T₆₀ présente une conductivité hydraulique saturée de l'ordre de $2,0 \times 10^{-10}$ m/s pour une pression de consolidation appliquée de 800kPa et ceci pour les deux cas de saturation ;
- ✓ Li et al. (2013) ont constaté qu'une légère diminution de la conductivité hydraulique peut s'expliquer par le mouvement des microorganismes. Si la pression est supérieure ou égale à 80 kPa, les micro-organismes peuvent bloquer les pores interconnectés dans l'échantillon et provoquer une diminution de la conductivité hydraulique. Par contre, Li et al. (2015) ont rapporté que la pression de 35 kPa du lixiviat a augmentée légèrement la conductivité hydraulique et l'opposé de la pression de l'eau (40 kPa) à long terme et à court terme ;
- ✓ Selon la figure 3:32, l'indice de vide a été varié proportionnellement avec la conductivité hydraulique dans les deux cas des mélanges. Dans le cas du lixiviat, les indices des vides sont plus que ceux trouvés dans le cas de l'eau. Les micro-organismes sont graduellement adsorbés sur la surface du sol (Li et al., 2013). Cette similitude des valeurs de conductivité hydraulique peut être expliquée par la difficulté de transmission de micro-organismes dans les pores vides, ce qui diminue avec l'augmentation de la pression de consolidation (à savoir le colmatage des pores) (Francisca et Glatsteina, 2010).

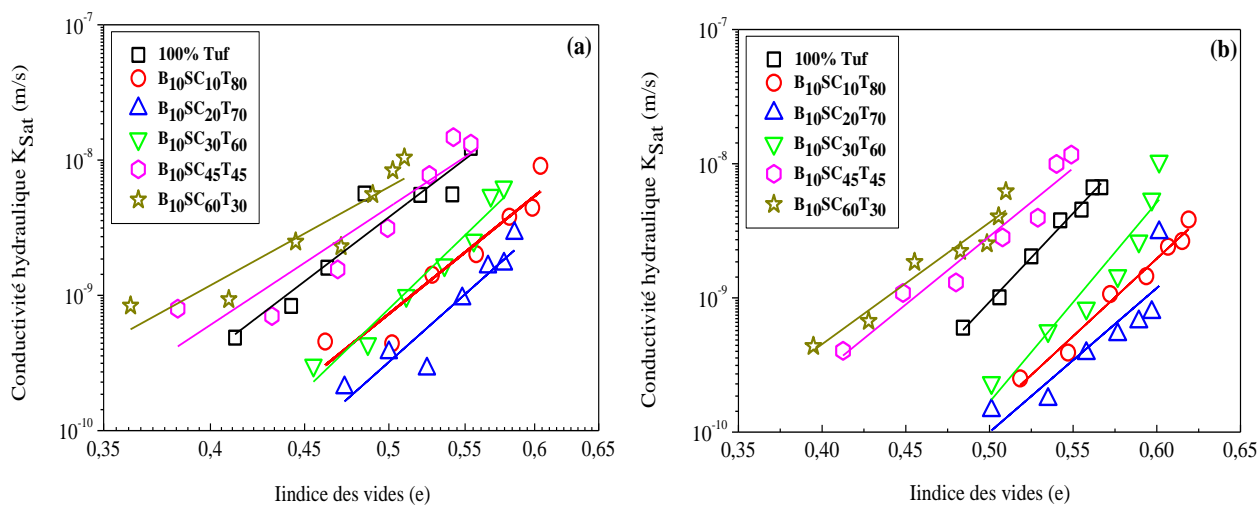


Figure 3:32 Variation de la conductivité hydraulique en fonction de l'indice des vides pour différents mélanges B₁₀SC_xT_y : (a) par l'eau et (b) par le lixiviat (Demdoum et al., 2017).

Généralement, la conductivité hydraulique des mélanges $B_{10}SC_xT_y$ a été similaire pour les deux cellules d'essais (de l'eau et du lixiviat) à l'ordre de grandeur de 10^{-10} m/s et 10^{-9} m/s. Cela été confirmé les résultats ci-dessus par les résultats obtenus par Bezzar et al. (2010) et Li et al. (2015). Ainsi, l'augmentation de la proportion de sable calcaire de plus de 30% dans le mélange a un effet négatif sur la conductivité hydraulique saturée.

3.3.7 Résistance au cisaillement des mélanges $B_{10}SC_xT_y$ (Cisaillement direct)

3.3.7.1 Principe

Les règlements de conception d'une barrière ouvragée exigent que le matériau de remblais soit suffisamment ferme pour supporter la charge statique exercée par le corps de recouvrement des déchets. D'après plusieurs auteurs l'angle de frottement des matériaux utilisés pour les barrières ouvragées est de l'ordre de $30^\circ \pm 3^\circ$. A ce regarde, la connaissance des valeurs de l'angle de frottement φ et de la cohésion est nécessaire.

Au cours de l'objectif de caractérisation des mélanges $B_{10}SC_xT_y$, on a estimé rapidement la résistance au cisaillement par l'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande (AFNOR NF P 94-071-1, 1994b). L'objectif de cette partie expérimentale, dans un premier temps, est la détermination des paramètres de résistance au cisaillement pour les différents mélanges $B_{10}SC_xT$, qui sont l'angle de frottement interne et la cohésion totale.

L'essai utilisé pour la détermination de ces paramètres est l'essai de cisaillement direct non consolidé non drainé (Essai noté U.U). Cet essai permet d'étudier le comportement à court terme des mélanges en place. Les deux paramètres, cohésion apparente C_{uu} et angle de frottement apparent φ_{uu} dépendent de l'état du sol non saturé au début du cisaillement (e, S_r), et permettent d'écrire la résistance au cisaillement en contraintes totales sous la forme (Éq. 3:12):

$$\tau = C_{uu} + \sigma_v \operatorname{tg}(\varphi_{uu}) \quad (3:12)$$

Les effets du degré de saturation S_r sur la réponse mécanique s'estompent à partir de S_r supérieure ou égale 85%. Les grains solides ont réagi par le frottement intergranulaire et la droite intrinsèque (σ_v', τ) du sol grenu a pour inclinaison par rapport à l'horizontale l'angle de frottement entre grains φ' .

3.3.7.2 Préparation des échantillons

Les échantillons sont préparés de la même manière que pour les essais de gonflement en utilisant le compactage statique. La densité sèche correspond à la densité sèche maximale de Proctor Normal pour chaque mélange.

L'échantillon est découpé à l'aide d'une trousse coupante, qui possède les mêmes dimensions que celles de la boîte de cisaillement (forme carrée, de côté 6 cm et de hauteur 2 cm). Pour s'assurer que la surface de contact est planée, on procède à l'arrosage et au lissage de l'échantillon dans les deux côtés, supérieur et inférieur, avec remplissage des vides. Après la phase de préparation de l'échantillon, il est mis dans la boîte de cisaillement appelée aussi boîte de Casagrande.

Les échantillons des mélanges $B_{10}SC_xT$ sont cisailés à leurs teneurs en eau de compactage. Les contraintes normales utilisées pour ces essais sont :

$$\sigma_1 = 100 \text{ kPa} ; \sigma_2 = 200 \text{ kPa} ; \sigma_3 = 300 \text{ kPa}$$

La vitesse de cisaillement utilisée est de 0,5 mm/min.

Pour comprendre l'effet du lixiviat sur l'angle de frottement et la cohésion, on immerge le mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ (le moins perméable) au lixiviat pendant 72 heures, puis on le sèche à 105°C avant le processus de compactage.

3.3.7.3 Résultats

La détermination des paramètres intrinsèques des mélanges $B_{10}SC_xT$ s'obtient en traçant les droites de Coulomb (courbes intrinsèques) dans un repère orthonormé qui présente, en abscisses les contraintes verticales (σ_{vi}) et en ordonnées les contraintes de cisaillements maximales (τ_{imax}), (Figure 3:33a).

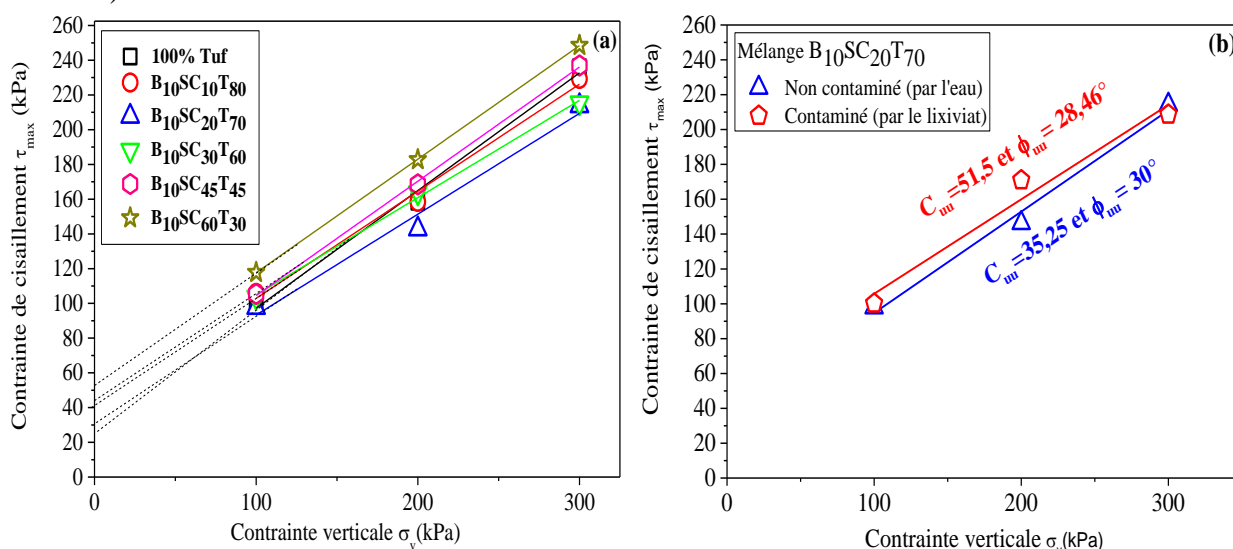


Figure 3:33 Essais de cisaillement à teneur en eau de compactage pour : (a) les mélanges $B_{10}SC_xT_y$ (Demdoum et al., 2016b) et (b) le mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ contaminé (par le lixiviat).

Les pentes de ces droites représentent les tangentes des angles de frottement apparent ϕ_{uu} des mélanges $B_{10}SC_xT_y$, d'une part, d'autre part, les cohésions (C_{uu}) s'obtiennent par l'intersection de ces droites avec l'axe des ordonnées. Les résultats sont résumés dans le tableau 3:24.

Tableau 3:24 Caractéristique de cisaillements (UU) des mélanges $B_{10}SC_xT_y$ (Demdoum et al., 2016b).

Paramètre	$B_{10}SC_{10}T_{80}$	$B_{10}SC_{20}T_{70}$	$B_{10}SC_{30}T_{60}$	$B_{10}SC_{45}T_{45}$	$B_{10}SC_{60}T_{30}$	100% TUF
w_{opt} (%)	14,20	14,35	13,75	12,00	9,25	13,85
C_{uu} (kPa)	41,25	35,25	48,83	38,76	52,28	29,00
ϕ_{uu} (degré)	29,22	29,70	29,43	33,11	33,44	34,45

D'après le tableau 3:24, on remarque que l'angle de frottement augmente avec l'augmentation de l'ajoute du sable calcaire. Ces résultats sont cohérents avec la littérature (Reiffsteck et al., 2007 ; Ghembaza et al., 2014) qui indique que l'angle de frottement apparent augmente lorsque la taille des grains augmente. Par ailleurs, le tuf présente un angle de frottement maximal est de l'ordre de 34,45°. On observe que le mélange $B_{10}SC_{60}T_{30}$ a présenté des valeurs maximales des C_{uu} et ϕ_{uu} que ceux les

autres mélanges (Figure 3:33a). L'angle de frottement du mélange B₁₀SC₂₀T₇₀ est près que celui trouvé par Kouloughli (2007) (des valeurs comprises entre 25° et 30°) pour le mélange de 90% sable + 10% Bentonite.

Dans le mélange B₁₀SC₂₀T₇₀, les paramètres intrinsèques ont été modifiés par la pollution du lixiviat à l'échelle macroscopique (Figure 3:33b). D'après la figure 3:33b, la valeur C_{uu} du mélange B₁₀SC₂₀T₇₀ a augmenté lorsqu'il expose au lixiviat. Tandis que l'angle φ_{uu} a diminué. Ces résultats sont contredits à ce qui a été trouvé sur une argile contaminée (Li et al., 2013). Sunil et al. (2009) ont révélé que la valeur de la cohésion effective C' a augmentée légèrement avec l'augmentation de la concentration du lixiviat dans un sol limoneux, tandis que la valeur de l'angle de frottement effective φ' a diminué. Les auteurs ont interprété ce résultat en augmentant la teneur en argile et la surface spécifique du limon après interaction avec le lixiviat. De plus, les ions en lixiviat (tels que Mg⁺², Ca⁺² et Na⁺) et les micro-organismes peuvent également réagir avec les minéraux des matériaux (Li et al., 2004 ; Liu et al., 2008), ce qui entraîne l'émergence de nouvelles compositions minérales lors de la phase d'immersion au lixiviat. De plus, après le séchage des échantillons contaminés, la matière organique devient plus soluble dans l'eau de compactage (Szymkiewicz, 2011), ce qui entraîne une viscosité accrue dans les espaces poreux et une légère diminution de l'angle de frottement.

Les variations de l'angle de frottement et de la cohésion des mélanges B₁₀SC_xT_y en fonction du pourcentage du sable calcaire sont présentées graphiquement sur la figure 3:34. Les résultats montrent que l'angle de frottement et la cohésion sont fortement affectés par l'augmentation du sable calcaire et la répartition granulaire.

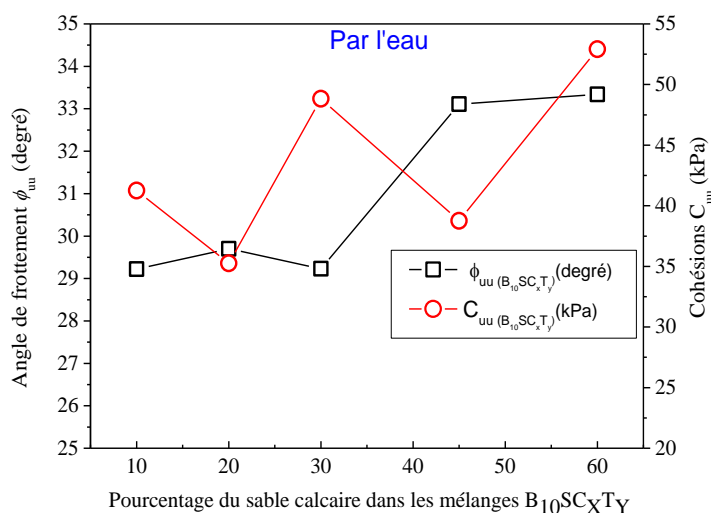


Figure 3:34 Variation de l'angle de frottement (φ_{uu}) et la cohésion (C_{uu}) des mélanges B₁₀SC_xT_y.

3.3.8 Essai de compression non confinée et essai de brésilien

Il est bien connu qu'ayant des informations sur les paramètres de résistance du sol, la résistance à la compression non confinée et la résistance à la traction, sont essentielles dans les analyses conventionnelles de la stabilité des barrières ouvragées (Iravanian, 2015). Cela nécessite souvent l'utilisation de grands échantillons d'essai et de cellules/anneaux de charge plus élevés (Sarsby, 2013).

3.3.8.1 Essai de brésilien (Traction indirecte) (R_t)

3.3.8.1.A Principe

L'état des contraintes dans l'éprouvette, durant l'essai brésilien, a été déterminé avec l'hypothèse de l'élasticité linéaire pour des matériaux isotropes par Hertz (Holtz et Kovacs, 1991). Ainsi, pour déterminer la résistance à la traction par fendage d'un matériau à partir des équations d'Hertz, il faut satisfaire aux hypothèses d'un comportement élastique linéaire fragile et d'un chargement uniforme appliqué sur une génératrice du cylindre (Figure 3:35).

Cet essai est réalisé sur une éprouvette cylindrique normalisée (NF P 98-230-2, 1993b) grâce à deux plateaux, on applique un effort le long des deux génératrices diamétralement opposées (Figure 2:35). En pratique, il est préférable de commencer par cet essai (avant l'essai de compression non confiné), car il nous permet d'avoir une information sur la résistance à la compression R_c , sachant que le R_c varie entre 8 et 15 fois le R_t (moyenne de $\times 10$) (Ramanathan et Raman, 1974).

Des d'éprouvettes cylindriques (de dimensions, diamètre = 50 mm et longueur = 100 mm) ont été préparées à partir de la fraction 0/5 mm de mélanges $B_{10}SC_xT_y$ pour tenir compte de l'hypothèse de continuité du matériau, autrement dit, la plus petite dimension de l'éprouvette (dans notre cas le diamètre) doit être supérieure ou égale à 10 fois la plus grande dimension des particules constituant l'éprouvette (Biarez et Hicher, 1990). Le mélange est compacté statiquement à l'OPN ($v=1,27$ mm/min) dans un moule à double piston permettant d'homogénéiser la contrainte sur toute la hauteur de l'éprouvette. L'essai consiste à suivre le phénomène de durcissement, appelé autostabilisation, des éprouvettes des différents mélanges $B_{10}SC_xT_y$ compactés en mesurant l'évolution dans le temps de la résistance à la traction, indice retenu peut permet d'évaluer la cohésion des matériaux compactés (Ben Dhia, 1983 ; Morsli, 2007).

Les essais ont été réalisés à l'âge 0, 1, 3, 7, 14, 28, 60 et 90 jours. Pour voir l'effet du lixiviat sur la résistance à la traction, on immerge le mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ (le moins perméable) au lixiviat pendant 72 heures, puis on le sèche à 105°C avant le processus de compactage.



Figure 3:35 Schéma de principe d'écrasement par fendage.

L'effort est augmenté progressivement jusqu'à la rupture de l'échantillon. Ceci permet d'obtenir la résistance à la traction R_t . La relation de la résistance à la traction par fendage donnée comme suite (Éq. 3:13):

$$R_t = \frac{2F}{\pi D l} \quad (3:13)$$

Où, R_t : Résistance à la traction ; l : Longueur de l'éprouvette ; F : Pression axiale (presse hydraulique) ; D : Diamètre de l'éprouvette.

3.3.8.1.B Résultats

D'après la figure 3:36a, les mélanges $B_{10}SC_{10}T_{80}$ et $B_{10}SC_{20}T_{70}$ présentent un meilleur comportement vis-à-vis à l'effort de traction que ceux les autres mélanges. La résistance à la traction de ces mélanges a atteint 170 kPa en 90 jours. Après l'âge de 28j, on remarque que la résistance R_t est légèrement augmentée pour le tuf et les mélanges. Cette stabilité est due à la stabilisation de la variation de succion (ou la teneur en eau) après l'âge 28j (Figure 3:39b). D'autre part, la plasticité des mélanges $B_{10}SC_{10}T_{80}$ et $B_{10}SC_{20}T_{70}$ est supérieure à celle des autres mélanges, ce qui leur confère une plus haute résistance à la traction. On observe aussi que la valeur de la résistance de traction calculée sur la base de la formule classique utilisée pour des matériaux à comportement élastique et fragile dépend fortement de la variation de teneur en eau des mélanges.

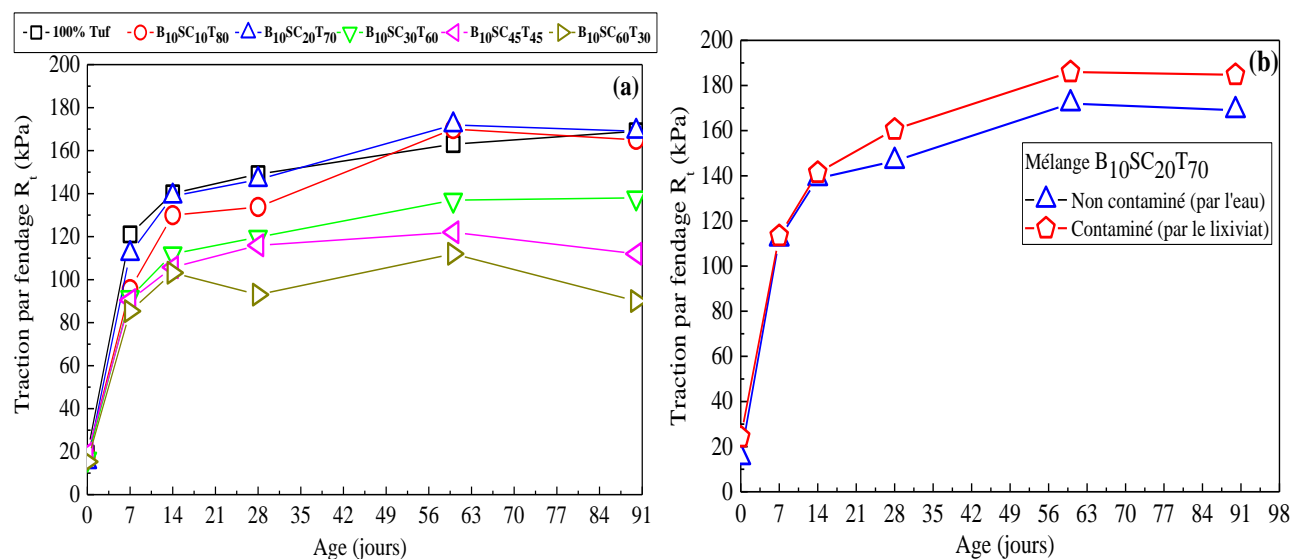


Figure 3:36 Évaluation de la résistance à la traction (R_t) en fonction de la durée de conservation pour : (a) les mélanges $B_{10}SC_xT_y$; (b) le mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ contaminé.

D'après la figure 3:36b, l'effet du lixiviat sur la résistance à la traction du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ est peu important. À l'âge de 90j, sa résistance augmente de 170 kPa à 180 kPa. Ainsi, la résistance à la traction obtenue pour le mélange contaminé (au lixiviat) est légèrement élevée que celle du mélange non contaminé. Cette augmentation peut s'expliquer par l'augmentation des liaisons inter-particule. Les résultats trouvés sont relativement acceptables tant qu'ils sont élevés par rapport aux résultats trouvés sur le mélange sable-bentonite (d'environ 25kPa à l'âge de 90j), d'après Iravaniana et Bilsela (2014).

En général, l'essai brésilien montre une valeur acceptable de R_t pour les mélanges contenant 10% et 20% de sable calcaire, si l'on compare à la charge des déchets au niveau des CET de Laghouat (<100kPa).

3.3.8.2 Essai de compression non confinée (R_c)

3.3.8.2.A Principe

La résistance à la compression de $R_c \geq 200$ kPa est requise dans la conception des barrières ouvragées par différentes littératures dans le monde entier (Koch, 2002 ; Güney et al., 2008). Si le sol est lentement drainé, un essai triaxial non drainé peut être entrepris sans utiliser de membrane environnante ou de pression de confinement si le chargement est appliqué rapidement (Sarsby, 2013). Cet essai est rapide, simple et peu coûteux.

La résistance à la compression non confinée a été déterminée selon la méthode d'essai standard NF pour la résistance à la compression non confinée du sol cohésif (NF P 98-230-2, 1993b) (Figure 3:37). Pour la préparation des échantillons, la méthode de compactage et les solutions de saturations sont considérées comme les mêmes méthodes de mesure de la résistance à la traction, avec les mêmes caractéristiques. Cet essai a été adapté aussi aux matériaux sahariens algériens pour leur exploitation en techniques routières par Fenzy (1966).

La cohésion dans le sol est principalement liée à la tension de la phase de l'eau et à la tension superficielle associée à l'interface air-eau. Il est donc probable que la succion matricielle interfère avec les résultats présentés. Afin de voir l'effet de changement de succion du mélange optimal B₁₀SC₂₀T₇₀, la méthode du papier-filtre est utilisée (Chapitre 2 : Tableau 2:1, page 29) avec des teneurs en eau varie de 3% à 24%.

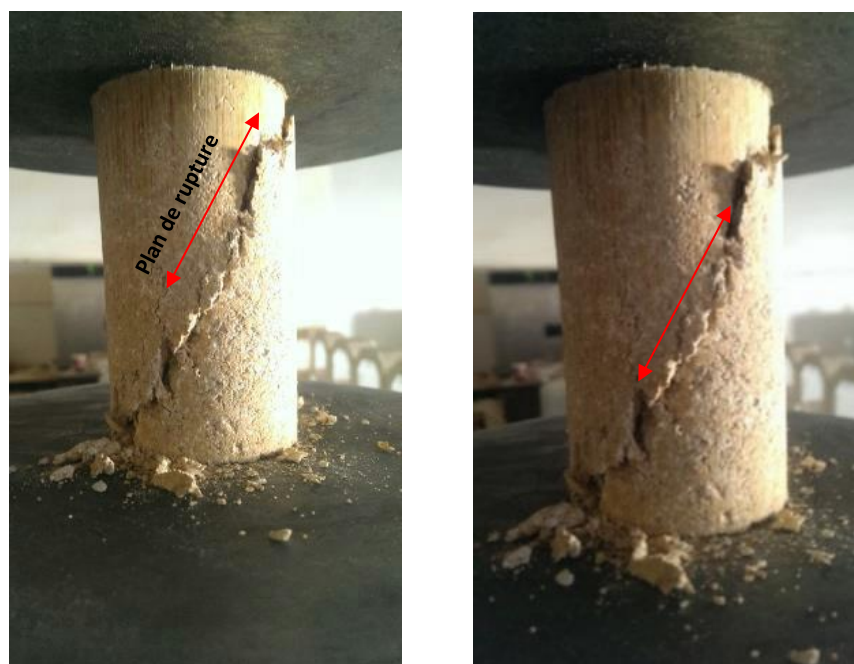


Figure 3:37 Écrasement par la compression non confinée du mélange B₁₀SC₂₀T₇₀ à 28j.

3.3.8.2.B Résultats

L'évolution de la résistance à la compression non confinée en fonction de l'âge de durcissement des différents mélanges est présentée dans la figure 3:38a. Ces résultats montrent que la résistance à la compression croît d'une manière rapide au jeune âge (< 7 jours), ceci s'explique par la diminution rapide de la teneur en eau (Figure 3:39a) due au séchage rapide des zones de surface avec l'augmentation de succion dans les échantillons au cours de durcissement (Figure 3:39b). Le mélange B₁₀SC₃₀T₆₀ a donné une résistante maximale que ceux des autres mélanges jusqu'à l'âge de 14j ; au-delà de 14j, sa résistance est diminuée pour les mélanges B₁₀SC₃₀T₆₀, B₁₀SC₄₅T₄₅ et B₁₀SC₆₀T₃₀. Concernant le tuf brut et les mélanges B₁₀SC₁₀T₈₀ et B₁₀SC₂₀T₇₀, la résistance continue à se développer jusqu'à l'âge de 28 jours. À titre indicatif, on remarque à l'âge de 90 j que les mélanges B₁₀SC₁₀T₈₀ et B₁₀SC₂₀T₇₀, acquièrent une résistance à la compression maximale de l'ordre de 1,4 MPa correspondant à un gain de 20% par rapport au tuf brut.

On peut comparer les résultats trouvés à la charge maximale des déchets sur 1m² d'un fond du centre d'enfouissement technique de la wilaya de Laghouat (Centre Ben Nacer Ben Chohra) (Figure 3:15, page 81). Son tonnage et son volume maximal sont respectivement de l'ordre de 177 870 tonnes et 153 600 m³, avec une profondeur de 7 m. Alors que la pression maximale de déchets sur 1 m² est de l'ordre de 79,5 kPa (sans couverture). On remarque que la valeur de pression des déchets est faible que celle de la résistance à la compression des mélangés B₁₀SC_xT_y et le tuf.

La figure 3:38b présente l'évaluation de la compression non confinée du mélange B₁₀SC₂₀T₇₀ contaminé (au lixiviat) et non contaminé en fonction de l'âge de durcissement. On constate que l'évolution est la même dans les deux cas, en plus, ils présentent des valeurs de R_c presque identique à l'âge de 90j qui est de l'ordre de 1400kPa.

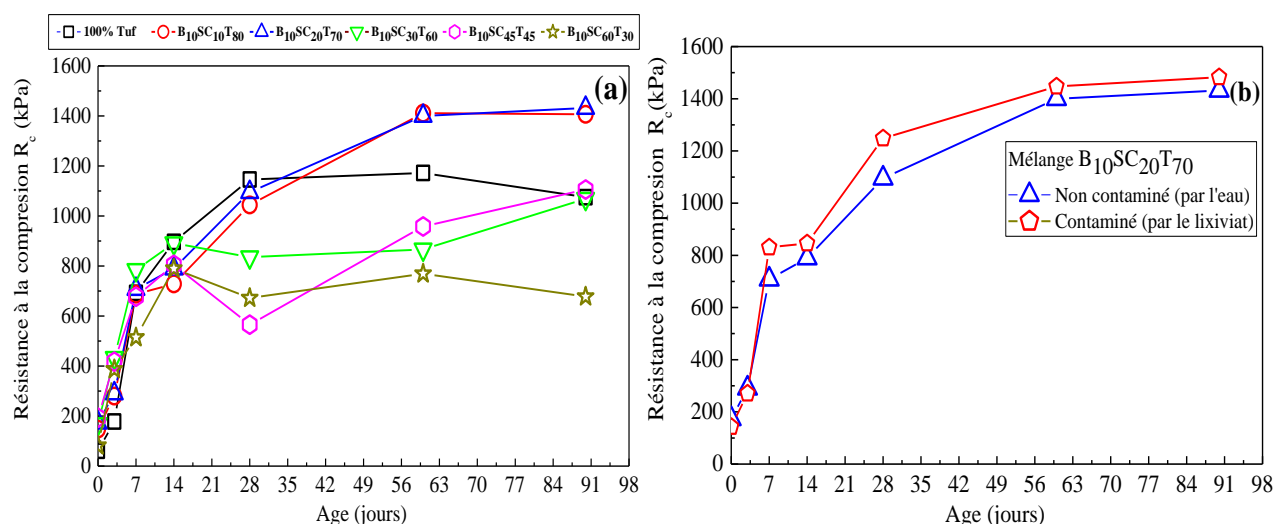


Figure 3:38 Évolution de la résistance à la compression en fonction de la durée de conservation pour (a) tous les mélanges et (b) le mélange B₁₀SC₂₀T₇₀ contaminé.

D'après la figure 3:38b, on remarque qu'une certaine augmentation de la résistance à la compression dû aux effets du lixiviat sur la composition physico-chimique du mélange B₁₀SC₂₀T₇₀ à différents âges de durcissement. Après voir le comportement de matériaux (σ - ϵ), les mélanges sont classés comme des matériaux fragiles ($\epsilon_v = 3\% - 8\%$, d'après Ramanathan et Raman, 1974).

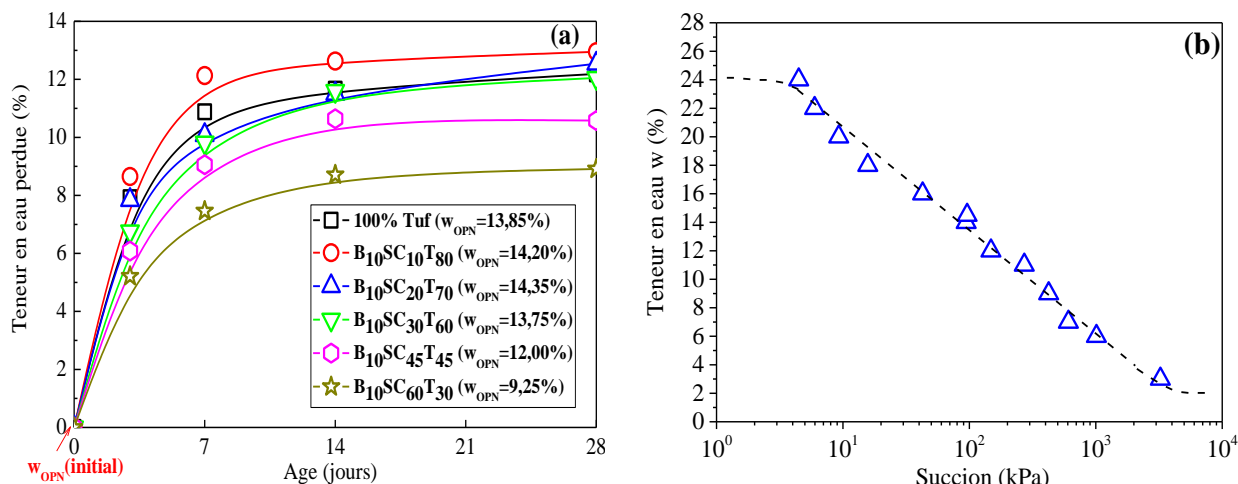


Figure 3:39 (a) variation de la teneur en eau en fonction de la durée de conservation, (b) Relation succion-teneur en eau du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$.

Le tableau 3:25 présente la comparaison des résultats de la résistance à la compression simple avec les résultats de la résistance à la traction par fendage à 28j. D’après ces résultats, il y a une petite différence entre les valeurs de R_c obtenue et R_c corrélés à partir de R_t .

Tableau 3:25 Comparaison entre les valeurs de la résistance à la compression mesurée et corrélés à 28j.

Résistance	$B_{10}SC_{10}T_{80}$	$B_{10}SC_{20}T_{70}$	$B_{10}SC_{30}T_{60}$	$B_{10}SC_{45}T_{45}$	$B_{10}SC_{60}T_{30}$	100% Tuf
R_c (kPa)	1044,05	1095,98	835,24	565,31	672,27	1146,91
R_t (kPa)	133,75	146,50	119,74	115,92	93,00	149,00
$R_c=8 \times R_t$ (kPa)	1070,00	1172,00	957,92	927,36	744,00	1192,00

En général, la résistance (ou la cohésion) du sol dépendant de la succion et de la cimentation $CaCO_3$ (des liaisons cimentées) (Schrefler et Delage, 2001). De même, les limites de résistance sont influencées par le taux de $CaCO_3$ du matériau (Alloul, 1981 ; Ben Dhia, 1983). Ce taux de $CaCO_3$, explique le dépôt et la recristallisation du calcaire, il est fonction de l’évaporation de la quantité d’eau (changement de la teneur en eau) qui a servi au compactage (Ben Dhia, 1983). Les mélanges étudiés ont généralement une teneur en carbonates important, signe d’une cimentation importante. Pour cela, on a mesuré le taux de carbonate de calcium ($CaCO_3$), par analyse chimique, après écrasement des éprouvettes de chaque mélange conservé pour une année. Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau 3:26. Nous remarquons que le taux de $CaCO_3$ évolue en fonction de la durée de conservation.

Tableau 3:26 Taux de $CaCO_3$ en fonction de la durée de conservation pour les mélanges $B_{10}SC_xT_y$.

Mélanges	Durée de conservation (jours) / % $CaCO_3$					
	7j	14j	28j	60j	90j	1an
$B_{10}SC_{10}T_{80}$	59	58	60	61	61	61
$B_{10}SC_{20}T_{70}$	Contaminé	59	60	60	60	/
	Non contaminé	61	63	63	64	64
$B_{10}SC_{30}T_{60}$	60	60	61	62	62	63
$B_{10}SC_{45}T_{45}$	61	62	62	63	63	66
$B_{10}SC_{60}T_{30}$	62	63	64	66	68	69
Tuf	67	67	68	70	70	71

3.4 Conclusion

Les essais de caractérisation réalisés sur les mélanges $B_{10}SC_xT_y$ utilisés ont permis de signaler les constatations suivantes :

- ✓ La densité sèche maximale augmente avec l'augmentation de la teneur en sable calcaire dans les mélanges $B_{10}SC_xT_y$ compactés ;
- ✓ Les limites d'Atterberg diminuent avec l'augmentation de la teneur en sable calcaire dans les mélanges compactés $B_{10}SC_xT_y$;
- ✓ Pour certaines combinaisons, le lixiviat provoque une réduction du gonflement libre plus de 40% à celle de l'eau ;
- ✓ Le mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ est relativement stable contre les attaques chimiques du lixiviat ($G_{eau}=12,20\%$ et $G_{Lixi}=10,425\%$ pendant 12 jours de saturation) ;
- ✓ Le lixiviat provoque une réduction du gonflement libre et il n'a pas d'influence importante sur la conductivité hydraulique des mélanges $B_{10}SC_xT_y$ obtenus par les essais œdométriques ;
- ✓ Le mélange optimal qui satisfait le critère de la conductivité hydraulique basé sur les résultats des essais oedométriques (méthode indirecte) est le mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ dans les deux cellules d'essais : par l'eau ($k_{sat} = 1,83 \times 10^{-10}$ m/s) et par le lixiviat ($k_{sat} = 1,44 \times 10^{-10}$ m/s). L'effet du lixiviat est peu significatif par rapport aux valeurs de la conductivité hydraulique obtenue par l'eau ;
- ✓ Les essais de cisaillement direct à teneur en eau de compactage sur les mélanges $B_{10}SC_xT_y$ compactés statiquement ont montré que l'angle de frottement des mélanges diminue avec le pourcentage du sable calcaire. La valeur de l'angle de frottement des mélanges $B_{10}SC_xT_y$ est conforme à l'ordre de grandeur recommandé pour les ISD de l'ordre de 30° . La formulation adoptée ($B_{10}SC_{20}T_{70}$) satisfait cette condition ;
- ✓ Les essais de compression non confinée sur les mélanges $B_{10}SC_xT_y$ compactés statiquement ont montré que la résistance R_c ($R_c=1,4\text{MPa}$) est conforme à la valeur recommandée par littérature ($\geq 200\text{kPa}$). L'essai brésilien montre une valeur acceptable de R_t pour les deux mélanges $B_{10}SC_{10}T_{80}$ et $B_{10}SC_{20}T_{70}$, si l'on compare à la charge de compression des déchets au niveau de centre d'enfouissement technique de Laghouat ;
- ✓ L'effet du lixiviat sur le comportement mécanique est légèrement accru par rapport aux mélanges non contaminés.

Finalement, on conclut que la formulation $B_{10}SC_{20}T_{70}$ adoptée répond parfaitement aux exigences de la réglementation en vigueur et constitue un produit économique à base de matériaux locaux disponibles en abondance pour la conception des barrières des fonds des installations de stockage des déchets. La suite du travail consiste à mesurer la conductivité hydraulique saturée par des méthodes directes et à confirmer le choix de cette formulation.

Chapiter 4 Comportement hydrique et mécanique des mélanges $B_{10}SC_xT_y$

4.1 Introduction

Les propriétés hydromécaniques des mélanges sols–bentonite compactés et leur application dans les confinements de déchets sont toujours un sujet de recherche intéressant. Les résultats obtenus à partir des études réalisées en laboratoire furent très importants pour l'amélioration de la qualité des projets de construction des barrières et de leur exécution.

Ce chapitre est réparti en quatre volets. L'objectif du premier volet est de confirmer la valeur de la conductivité hydraulique des mélanges $B_{10}SC_xT_y$ qui a été déterminée indirectement à partir de l'essai œdométrique (chapitre 3, page 94). Pour mesurer la valeur de la conductivité hydraulique de ces mélanges, deux autres méthodes ont été utilisées. Dans le deuxième volet de ce chapitre, nous présentons le mode opératoire et les résultats des essais des courbes caractéristiques de sol-eau sur le mélange optimal à différents degrés de saturation, suivis d'une étude comparative entre les courbes caractérisations de sol-eau obtenues par la méthode des papiers filtres et celles obtenues par les techniques osmotiques et des solutions salines. Le troisième volet consiste à l'estimation de la conductivité hydraulique en non saturer sur le même mélange par la méthode des dessiccateurs à solutions salines saturées. Dans la dernière partie, nous présentons, les essais triaxiaux saturés dans les deux cas : consolidé non drainé (CU) et consolidé drainé (CD) pour le mélange optimal.

4.2 Conductivité hydraulique saturée des mélanges $B_{10}SC_xT_y$

Les essais de conductivité hydraulique qui ont été réalisés par les essais oedomitriques doivent être confirmés par des essais proches des comportements in situ comme les essais de perméabilité par la configuration triaxiale. Les échantillons de petites dimensions sont mal considérés en matière d'essai de perméabilité. Les échantillons de grandes dimensions ont toujours de meilleures chances d'être représentatifs des conditions in situ.

Le but essentiel d'effectuer des essais triaxiaux est de déterminer les propriétés mécaniques du sol. Il est supposé que les échantillons de sol à tester sont homogènes et représentatifs le comportement réel du matériau dans le terrain. La réalisation d'essais de perméabilité dans la cellule triaxiale présente quelques inconvénients lorsque l'on utilise des lixiviats réels ou des solutions chimiques (Daniel, 1993).

Dans cette partie, deux méthodes de mesure de conductivité hydraulique ont été utilisées : perméabilité à charge variable à partir du moule à parois rigides et perméabilité à charge constante par les essais triaxiaux (parois flexibles). Les essais de perméabilité à charge variable peuvent s'avérer simples à utiliser et fournir une très bonne estimation de la perméabilité en saturation d'un sol.

4.2.1 Essai de conductivité hydraulique saturée à charge variable

4.2.1.1 Principe

La cellule utilisée pour les essais de la conductivité hydraulique à charge variable est un perméamètre à paroi rigide (Figure 4:1). L'essai est réalisé selon la norme AFNOR NFX 30-441 (2008). La préparation des échantillons des mélanges $B_{10}SC_xT_y$ est effectuée suivant les conditions d'OPN.

Le dispositif est constitué d'une bague en acier inoxydable de diamètre intérieur 101,6 mm et d'une hauteur de 116 mm (Figure 4:1). Cette bague permet une mise en place du mélange par compactage statique direct dans la bague à l'aide d'une presse assistée par ordinateur d'une vitesse constante de 1.27 mm/min. Elle est comprise entre une embase et un couvercle avec deux pierres poreuses de 101,5 mm de diamètre. Après le compactage, on immerge le moule dans deux cellules différentes, la première est remplie avec de l'eau et la deuxième avec le lixiviat. Le temps d'immersion est 72h pour permettre la saturation de l'échantillon.

L'essai est réalisé à charge hydraulique variable sous une pression initiale de 10 kPa (pendant 1 jour). La valeur de la conductivité hydraulique verticale k_v est déterminée d'après l'Éq. 4:1:

$$k_v = \frac{a \cdot l}{A \cdot T} \cdot \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \quad (4:1)$$

Où, a : section du tube $a=0.28\text{cm}^2$; d : diamètre du tube $d=0.6\text{cm}$; D : diamètre de l'échantillon $=10.16\text{cm}$; A : section de l'échantillon ; $A=81.03\text{cm}^2$; T : l'intervalle de temps entre h_1 et h_2 ; L : longueur de l'échantillon $L=116\text{mm}$.

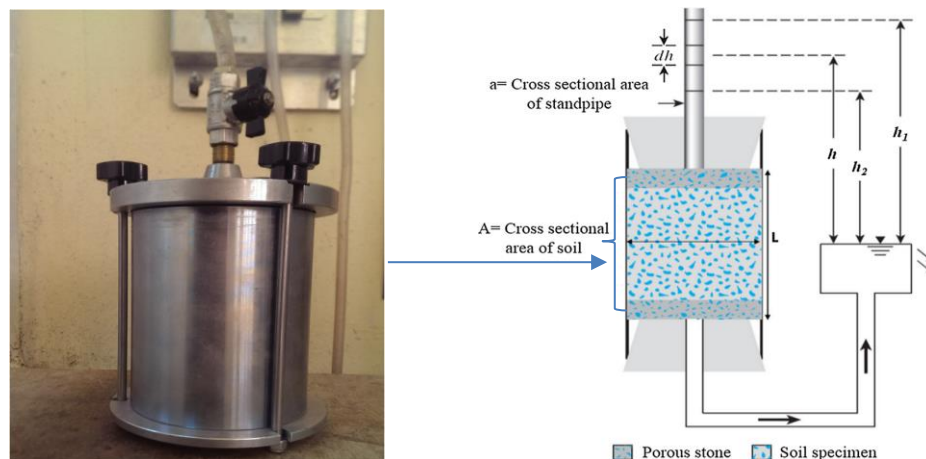


Figure 4:1 Perméamètre à charge variable.

Les valeurs de k_v des mélanges sont liées à la viscosité (η_{20°). Plus la valeur de viscosité est élevée, plus le débit est faible (Jaynes, 1990). La température de référence de 20°C , pour laquelle la viscosité dynamique est de 1 mPa.s. D'une manière générale, on a (Éq. 4:2) :

$$k_{v20^\circ} = k_T \cdot \left(\frac{\eta_T}{\eta_{20^\circ}}\right) \quad (4:2)$$

Où, η_T et η_{20° sont les viscosités dynamiques à 20°C et à la température $T^\circ\text{C}$.

Une fonction approchée de la loi de variation η_T/η_{20° s'écrit sous la forme suivante (Jaynes, 1990) (Éq. 4:3):

$$\left(\frac{\eta_T}{\eta_{20^\circ}}\right) = \exp\left[2.44 \cdot 10^{-2}(20-T) + 1.8 \cdot 10^{-4}(20-T)^2 + 2.5 \cdot 10^{-6}(20-T)^3\right] \quad (4:3)$$

Une analyse du pH est réalisée pour les échantillons contaminés (par le lixiviat) et non contaminés, en utilisant le modèle HANNA (HI 2211 pH / ORP Mètre) suivant la méthode ASTM D4972-01 (2007) (Figure 4:2). La mesure du pH sur une pâte saturée vise à reproduire le plus fidèlement possible les conditions de l'environnement naturel (sous forme de suspension) (Pansu et Gautheyrou, 2006).

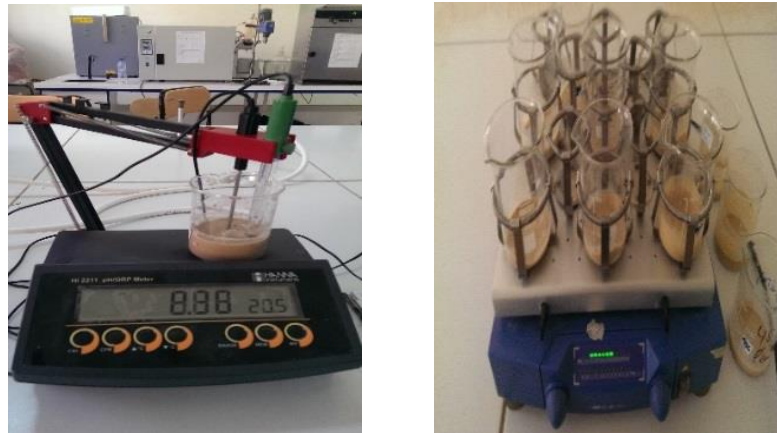


Figure 4:2 Mesure de l'acidité des mélanges $B_{10}SC_xT_y$.

4.2.1.2 Résultats

La Figure 4:3 montre l'évolution de la conductivité hydraulique saturée à charge variable avec l'ajout de tuf. Deux cas de mesure de la conductivité hydraulique saturée ont été considérés ; la conductivité hydraulique saturée par l'eau et la conductivité hydraulique saturée par le lixiviat (Figure 4:3a). L'ajout de tuf conduit à une diminution de la conductivité hydraulique jusqu'à 70% (mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$) dans les deux cas de saturation, au-delà de ce pourcentage, la conductivité hydraulique légèrement augmente. Pour un même mélange, les valeurs de la conductivité hydraulique obtenue à l'eau sont légèrement inférieures à celle obtenue au lixiviat. Ces résultats sont similaires aux résultats de l'odomètre dans la pression de consolidation de 10 kPa.

La conductivité hydraulique variait entre $1,0 \times 10^{-9}$ m/s et $1,0 \times 10^{-8}$ m/s, pendant une période de 24 h dans l'essai avec de l'eau et du lixiviat sous un gradient hydraulique initial ($i=10$). Le mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ présente une valeur de conductivité hydraulique minimale de l'ordre de $1,97 \times 10^{-9}$ m/s avec percolation à l'eau, et de l'ordre de $2,91 \times 10^{-9}$ m/s avec percolation au lixiviat. Dans le cas du lixiviat, la conductivité hydraulique et le gonflement sont inversement proportionnels. Ces résultats sont en accord avec ceux trouvés par Nakayama et al. (2004), Mishar et al. (2011) et Ye et al. (2014a). Il a été démontré que la conductivité hydraulique de la bentonite, après exposition aux sels de calcium, tend à augmenter de plusieurs ordres de grandeur (Ruhl, 1994). Quigley (1993) a indiqué que les minéraux argileux pourraient subir un rétrécissement important de la couche intermédiaire au contact de certains produits chimiques, ce qui entraîne la floculation des particules d'argile et des canaux poreux plus larges par lesquels l'écoulement peut se produire. Ceci s'accompagne d'une énorme perte d'épaisseur de la double couche diffuse (DDL), d'une fissuration potentielle et d'une augmentation des valeurs de K_{sat} .

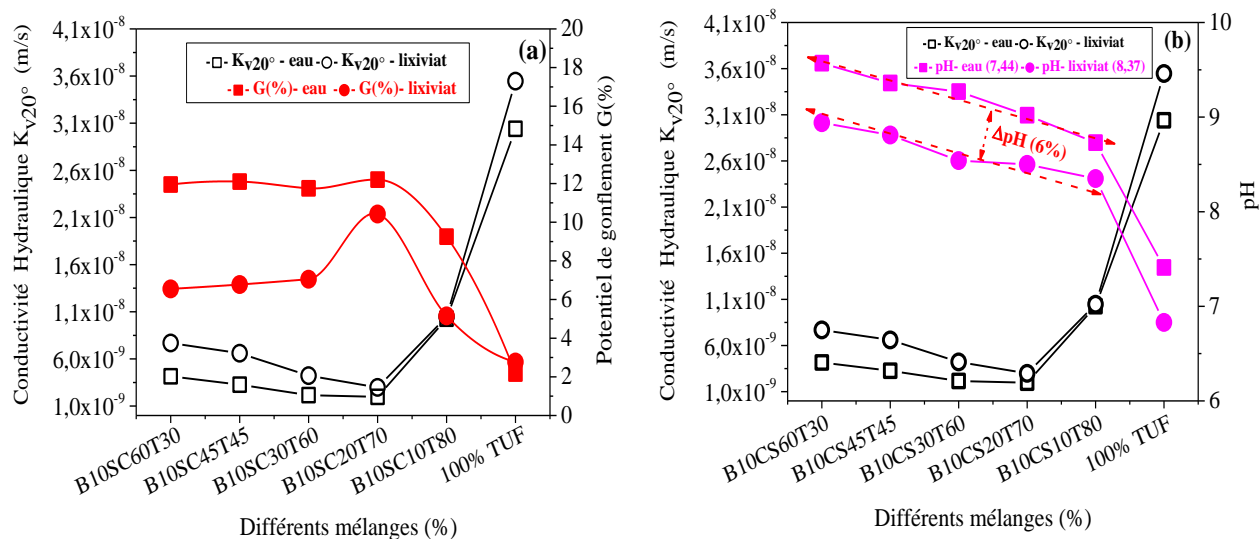


Figure 4:3 (a) Variation de la conductivité hydraulique et le potentiel de gonflement total en fonction des différents mélanges $B_{10}SC_xT_y$ (b) Variation de la conductivité hydraulique et le pH en fonction des différents mélanges $B_{10}SC_xT_y$: sous l'effet de l'eau et le lixiviat (Demdoum et al., 2017).

Les résultats de l'étude de la conductivité hydraulique et le pH des mélanges avec des solutions de pH différents (eau et lixiviat) sont représentés sur la figure 4:3b. Dans le cas de l'eau, la conductivité hydraulique des mélanges diminue avec la diminution du pH jusqu'à 9 correspondants au mélange $B_{10}CS_{20}T_{70}$, au-delà du $pH = 9$, la conductivité hydraulique augmente. Dans le cas du lixiviat, la même remarque que la conductivité hydraulique des mélanges diminue avec la baisse du pH jusqu'à 8,5 correspondants au mélange $B_{10}CS_{20}T_{70}$, au-delà du $pH = 8,5$, la conductivité hydraulique augmente. Ce pH est resté constant pendant 24 h. Les pH des échantillons contaminés (au lixiviat) sont $< 6\%$ que les pH des échantillons non contaminés (à l'eau). La dégradation des minéraux en réaction avec le lixiviat peut entraîner la formation des acides organique et inorganique (par exemple H_2CO_3) rendant des mélanges plus acides. Une observation similaire a été faite par Bezzar et al. (2010) pour le mélange de 10% bentonite -90% sable.

Cette étude a montré que les mesures de pH qui sont effectuées sur les mélanges non contaminés (échantillons saturés avec de l'eau potable) sont plus précises, en revanche les mélanges contaminés à des solutions de force ionique plus élevée qui conduisent à lectures de pH moins stables (Sumner, 1994). La salinité du lixiviat et donc la libération de sels solubles dans la solution peuvent donc influencer les mesures du pH de la pâte. L'ampleur de cette influence augmente avec une salinité croissante. La salinité, similaire au pH, modifie la concentration de l'électrolyte dans le fluide interstitiel.

4.2.2 Essai de conductivité hydraulique saturée par la cellule Triaxial (paroi flexible)

4.2.2.1 Description du matériel utilisé

La conductivité hydraulique saturée à paroi flexible est effectuée par une cellule triaxiale en Plexiglas de type Controlos-Triax50, pilotée à l'aide de deux contrôleurs pression-volume GDS (Figure 4:4). Elle est fabriquée en acier inoxydable pour une meilleure compatibilité avec d'éventuels liquides percolant autre que l'eau. La cellule triaxiale permet d'appliquer une contrainte de confinement isotrope ou déviatorique connue (≤ 1700 kPa). L'écoulement se fait verticalement (du bas vers le haut).

Le contrôle et /ou la mesure de pression et/ou du volume d'eau est assuré par deux contrôleurs :

- ✓ Contrôleur 1 : Sert à appliquer une contrainte de confinement σ_3 ;
- ✓ Contrôleur 2 : Sert à appliquer une pression interstitielle u_e ou à injecter un volume d'eau connu à la base de l'échantillon.

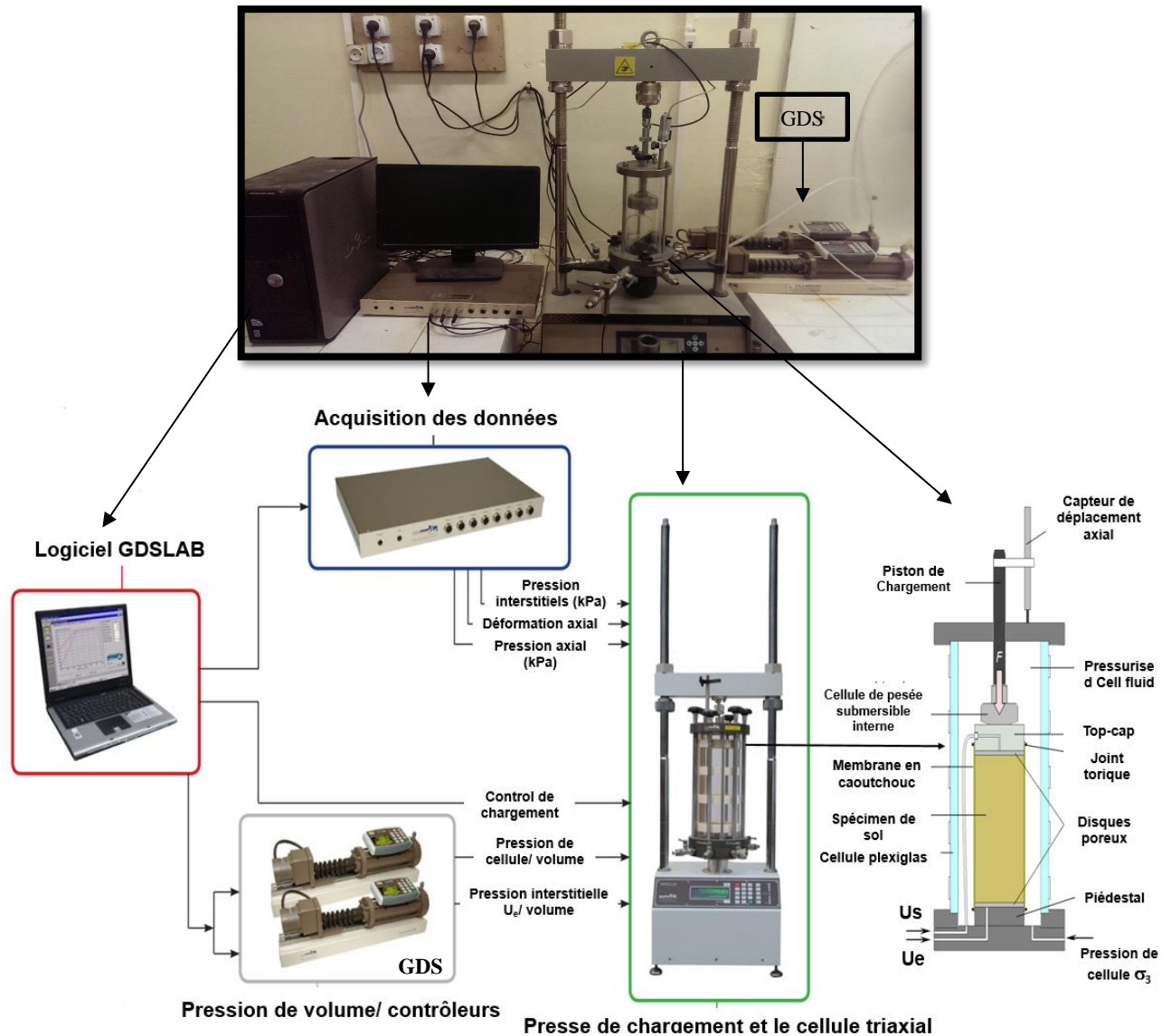


Figure 4:4 Schéma du montage expérimental (Demdoum et al., 2017).

Par ailleurs, un capteur de pression interstitielle est branché à la base de l'échantillon. L'acquisition des données est réalisée à l'aide d'une centrale GDG- Sols mesures.

4.2.2.2 Préparation des éprouvettes

La bentonite, le tuf et le sable calcaire sont d'abord séchés (séchage à une température à 105°C) et tamisés à travers un tamis no 0,4mm. La préparation des éprouvettes est effectuée sur les mélanges $B_{10}SC_xT_y$ selon les conditions Proctor Normal (teneur en eau optimale w_{opt} et la densité sèche maximale γ_{dmax} de chaque mélange). L'échantillon humide est alors mélangé pendant 5 min et stocké

dans un sac de polyéthylène et conservé pendant 24 h avant le compactage. Les échantillons ont été préparés par compactage statique à double piston a une vitesse de 1,27 mm/min, avec des dimensions de : $H = 78 \text{ mm}$; $D = 38 \text{ mm}$ (Figure 4:5).



Figure 4:5 Compactage statique des éprouvettes.

4.2.2.3 Phase de saturation

Après la mise en place de l'échantillon, la saturation des échantillons est nécessaire pour fournir des mesures fiables de la pression interstitielle et du changement de volume. Plusieurs méthodes sont disponibles pour augmenter le degré de saturation et saturer complètement les échantillons triaxiaux avec de l'eau. La méthode de saturation utilisée dans ce travail est la percolation de l'eau. Une fois mise en place, l'échantillon est saturé dans un premier temps par une faible pression à la base $u_e = 20 \text{ kPa}$ dont le but d'éliminer les bulles d'air existant entre la membrane et l'échantillon. Puis, la saturation est complétée par application d'une contrainte de confinement totale (σ_3) égale à 100 kPa et des pressions d'eau de 40 kPa et 0 kPa sont appliqués respectivement à la base et à la tête pour maintenir une contrainte de confinement effectif positif sur l'échantillon (Figure 4:6).

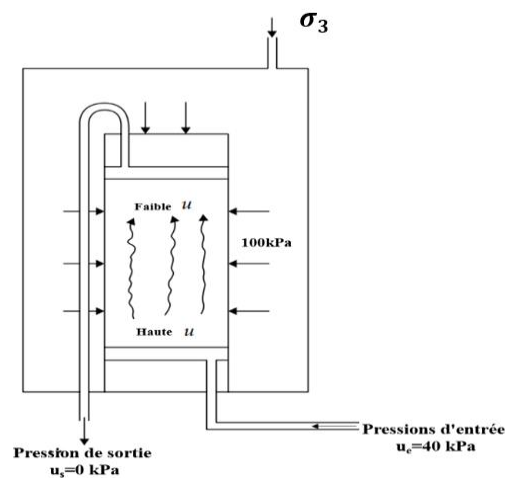


Figure 4:6 La saturation de l'échantillon par percolation de l'eau.

Ceci correspond à un gradient de pression $i = 51,28$. Il se produit alors un écoulement du bas vers le haut. Par ailleurs, pour contrôler l'état de régime permanent pendant la phase d'écoulement, nous admettons que celle-ci est complète lorsque les débits à l'entrée et à la sortie de l'échantillon sont égaux.

La contrainte de confinement finale dans la phase de saturation doit être égale ou supérieure à la pression de gonflement des mélanges. La pression de gonflement des mélanges est de l'ordre de 45kPa qui a été déterminée à partir de la méthode du volume constant en utilisant l'œdomètre (Chapitre 3, page 91).

Une confirmation visuelle du dégagement des bulles d'air étant nécessaire. On estime que l'échantillon est saturé dès qu'on obtient une pente constante. La figure 4:7 montre la variation du volume entrant en fonction du temps.

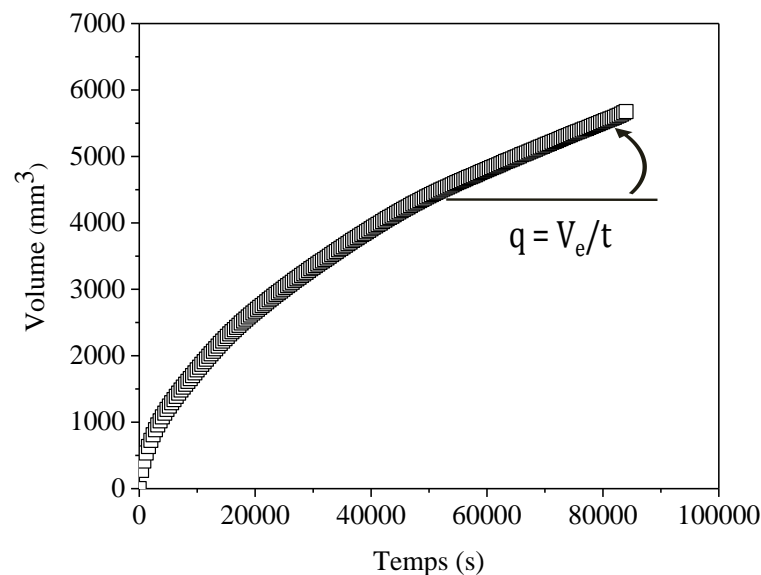


Figure 4:7 Phase de saturation : variation de volume en fonction du temps ($u_e = 40$ kPa, $u_s = 0$ kPa, $\sigma_3' = 100$ kPa).

4.2.2.4 Mesure de la conductivité hydraulique en régime permanent

Dans le cadre de la mesure de conductivité hydraulique saturée (k_{sat}) des mélanges en régime permanent (à parois flexibles), l'effet de la contrainte de confinement (σ_3) sur la conductivité hydraulique est étudié. Généralement, les gradients hydrauliques imposés en laboratoire sont souvent plus élevés que ceux rencontrés in situ et cet effet est afin de pouvoir réaliser de mesures d'une durée raisonnable. Ces rapports de gradient peuvent atteindre 100 à 200 (Sayad-Gaïdi, 2003).

Des essais répétés après la consolidation finale sous un certain nombre de valeurs de contraintes effectives peuvent être effectués sur le même échantillon sans avoir à le retirer et à le réinitialiser (Imaizumi et al., 2009 ; Dafalla et al., 2015) (Tableau 4:1). La contrainte effective isotrope moyenne s'exprime par la relation suivante (Éq. 4:4):

$$\sigma_3' = \frac{(\sigma_3 - u_e) + (\sigma_3 - u_s)}{2} \quad (4:4)$$

Pour l'application du gradient hydraulique, la mise en circulation de l'eau dans l'échantillon de sol s'effectue en appliquant une différence de pression d'eau Δu entre les deux faces de l'échantillon de manière à générer un gradient hydraulique (i). Le gradient hydraulique est donné par la relation suivante (Éq. 4:5):

$$i = \frac{\Delta u}{\gamma_w H} \quad (4:5)$$

Avec : γ_w : la densité de l'eau [kN/m^3] ; Δu : La différence de pression entre les deux extrémités de l'échantillon ($u_e - u_s$) [kPa] ; H : Hauteur de l'échantillon [m].

4.2.2.4.A Programme expérimental

Le programme expérimental consiste à réaliser une série d'essais afin de voir l'effet de la contrainte de confinement sur la conductivité hydraulique des mélanges. En maintenant $u_s = 0kPa$, on augmente u_e , dans notre cas $u_e = 100kPa$, ($\Delta u = 100kPa$). On maintient le gradient hydraulique constant ($\Delta u = 100kPa$ constante, $i = 128,2$) et on augmente la contrainte de confinement σ_3 .

Au cours de l'essai, on note le temps " t ", le volume injecté à la base de l'échantillon " V_e " et le volume recueilli à la tête de l'échantillon " V_s ". La mesure est considérée comme correcte si la variation de volume prend un palier constant pendant la consolidation ($\Delta V = C^{st}$). Pour la détermination de la conductivité hydraulique en saturation, et en satisfaisant la loi de Darcy, on suit les étapes suivantes :

- ✓ On fixe un intervalle de temps compris entre t_1 et t_2 ($\Delta t = t_1 - t_2$), t [s]
- ✓ On détermine la variation de volume dans cet intervalle de temps ($\Delta V = V_e - V_s$), V [mm^3] ;
- ✓ On détermine le débit de l'écoulement ($q = \Delta V / \Delta t$), q [mm^3/s] ;
- ✓ On détermine la vitesse de l'écoulement ($v = q/A$), avec A : la section droite de l'échantillon, dans notre cas $D = 40mm$ d'où $A = 1256.63 mm^2$;
- ✓ On détermine la valeur de k à partir de loi de Darcy (Éq. 4:6):

$$v = K_d \cdot i \quad (4:6)$$

Le programme expérimental pour la mesure de la conductivité hydraulique en régime permanent est résumé dans le tableau 4:1 :

Tableau 4:1 Programme expérimental des essais de perméabilité en régime permanent (Demdoum et al., 2017).

	σ_3 (kPa)	u_e (kPa)	u_s (kPa)	Δu (kPa)	i	σ_3' (kPa)
Gradient hydraulique constant ($i = 128,2$)	150	100	0	100	128.2	100
	250	100	0	100	128.2	200
	350	100	0	100	128.2	300
	450	100	0	100	128.2	400
	550	100	0	100	128.2	500
	650	100	0	100	128.2	600
	750	100	0	100	128.2	700
	850	100	0	100	128.2	800

4.2.2.5 Présentation des résultats

Après stabilisation, la variation du volume au cours de consolidation de chaque contrainte est constante (sur l'écran d'affichage par GDS-Software). Les résultats ne seront exploitables que dans la partie où on remarque que le volume entrant forme une pente droite constante (cf. Annexe :3).

Les figures 4:8a, 8b présentent respectivement la variation de la conductivité hydraulique saturée à paroi flexible (k_d) et l'indice des vides en fonction des contraintes de confinements effectives appliquées pour les mélanges $B_{10}SC_xT_y$. Pour tous les mélanges, la conductivité hydraulique diminue légèrement avec l'augmentation de la contrainte. Ces résultats sont en accord avec ceux trouvés par Chalermyanont et Arrykul (2005), Goual (2012), Dafalla et al. (2015), Iravaniana (2015), Gueddouda et al. (2016). En général, une légère diminution de changement de l'indice des vides (Δe) des mélanges avec l'augmentation des contraintes effectives appliquées (Figure 4:8b).

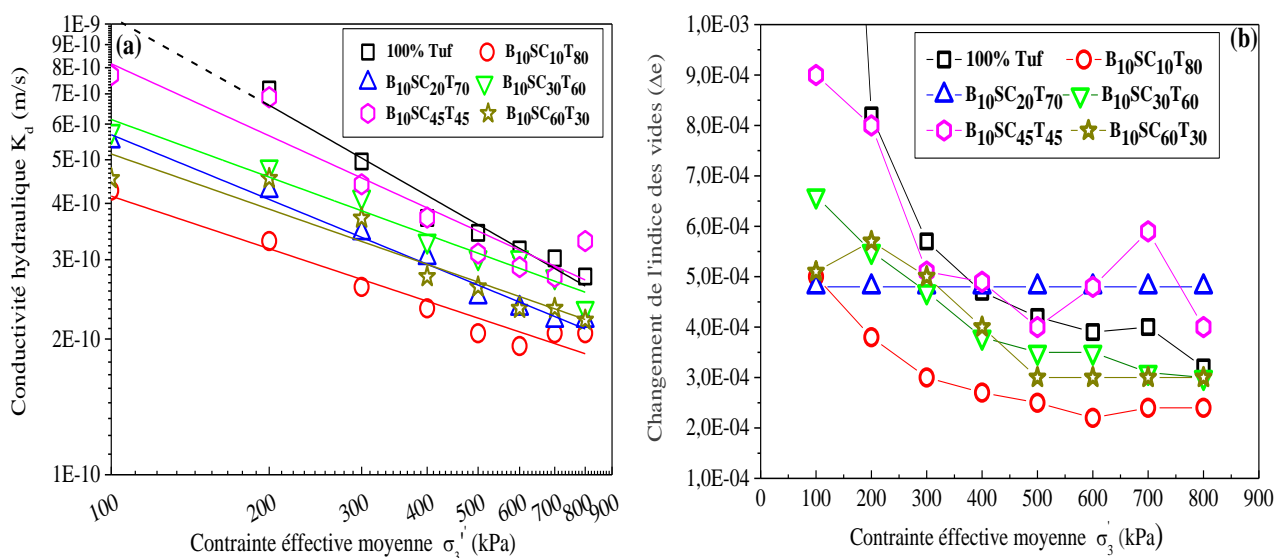


Figure 4:8 (a) Variation de la conductivité hydraulique (k_d) en fonction des contraintes de confinement effectives et (b) : Variation de l'indice des vides (Δe) en fonction des contraintes de confinement effectives, pour les mélanges $B_{10}SC_xT_y$ (Demdoum et al., 2017).

En général, les valeurs de la conductivité hydraulique saturée par l'eau de tous les mélanges satisfont le critère fondamental des barrières ouvragées ($k_{sat} \leq 10^{-9}$ m/s) dans la gamme des contraintes effectives appliquées entre 100 kPa et 800 kPa. Le mélange le moins perméable est $B_{10}SC_{10}T_{80}$. Sa valeur de k_d diminue de 4×10^{-10} m/s à 2×10^{-10} m/s pour les contraintes effectives appliquées de 100 à 800kPa. Pour tous les mélanges, la conductivité hydraulique (k_d) augmente légèrement avec la diminution du pourcentage de tuf ; une exception remarquée pour le mélange $B_{10}SC_{60}T_{30}$ (Figure 4:9a). Autrement dit, les valeurs de la conductivité hydraulique augmentent avec l'augmentation du pourcentage du sable calcaire jusqu'à 45% (où k_d est de l'ordre de $3,3 \times 10^{-10}$ m/s), au-delà, la conductivité hydraulique (k_d) diminue pour un pourcentage de 60% du sable calcaire (où k_d est de l'ordre de $2,02 \times 10^{-10}$ m/s) (Figure 4:9b). Ces résultats sont en accord avec ceux trouvés sur des mélanges sable-bentonite, sable de tuf-bentonite et sable-argile (Imaizumi et al., 2009 ; Dafalla et al., 2015 ; Gueddouda et al., 2016). À partir de la contrainte de 400kPa, les valeurs de K sont presque identiques pour tous les mélanges (Figures 4:9a,9b).

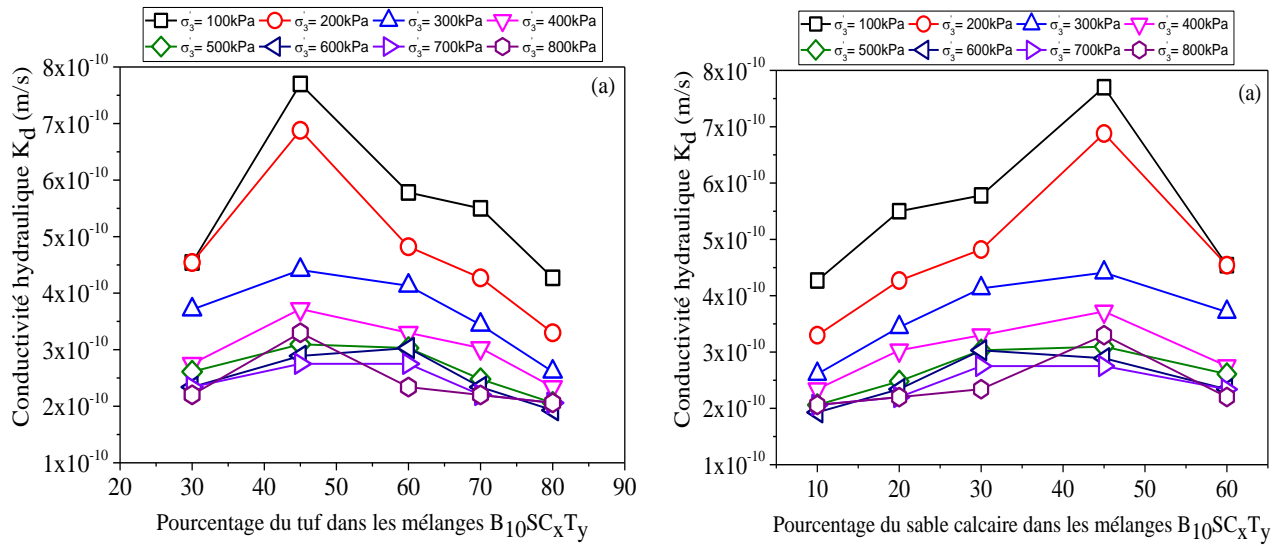


Figure 4:9 Variation de la conductivité hydraulique en fonction du : (a) pourcentage du sable calcaire dans le mélange et (b) pourcentage du tuf dans les mélanges.

Dans le montage triaxial dans lequel deux pierres poreuses forment les extrémités de la configuration de l'échantillon. Les pierres et les tuyaux (à moins que des tuyaux de 6mm et des raccords de 6mm soient utilisés) peuvent fournir une résistance supplémentaire à la percolation de l'eau au sol et donc des corrections aux valeurs mesurées de conductivité hydraulique sont nécessaires. Considérant l'échantillon triaxial comme un sandwich avec une pierre poreuse à chaque extrémité, c'est-à-dire un système à trois couches avec un écoulement perpendiculaire aux couches stratifiées, on peut dériver l'expression suivante pour la conductivité hydraulique corrigée des mélanges (Éq. 4:7) (Lade, 2016):

$$k_{corr} = \frac{H.k_d}{H + 2t(1 - \frac{k_d}{k_f})} \quad (4:7)$$

Où, H : la hauteur de l'échantillon ; $2t$: l'épaisseur combinée des deux pierres poreuses ; k_d : la conductivité hydraulique mesurée et k_f : la conductivité hydraulique des pierres poreuse (cela peut être déterminé séparément par simple mesurant entre les deux pierres de filtre dans la configuration sans aucun échantillon entre eux est égale : $5,2 \times 10^{-7} m/s$).

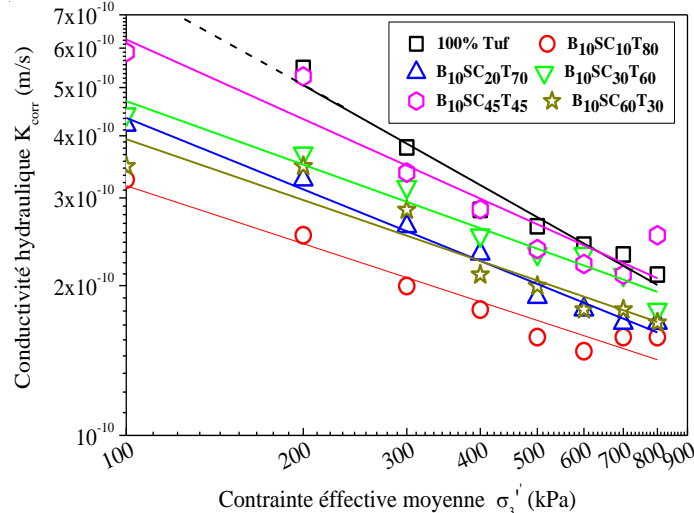


Figure 4:10 Conductivité hydraulique corrigée (k_{corr}).

Les résultats de la conductivité hydraulique saturée indirects (K_{id}) (essais oedométriques) et directs (K_d) (essais triaxiaux) pour les différentes contraintes appliquées sont présentés dans le tableau 4:2. Les valeurs de la conductivité hydraulique obtenue par la méthode directe (essai triaxial) sont inférieures à ceux obtenus par la méthode indirecte (essai oedométrique). Le rapport entre eux atteint 5x10⁻¹. Les résultats de la conductivité hydraulique saturée obtenus par les essais triaxiaux sont plus précis que les essais oedométrique (Dafalla et al. 2015 ; Gueddouda et al., 2016).

Tableau 4:2 Variation de la conductivité hydraulique saturée par l'eau des mélanges B₁₀SC_xT_y obtenue par les essais directs (triaxial) et indirecte (oedométrique).

Contrainte σ ₃ (kPa)	Tuf		B ₁₀ SC ₁₀ T ₈₀		B ₁₀ SC ₂₀ T ₇₀		B ₁₀ SC ₃₀ T ₆₀		B ₁₀ SC ₄₅ T ₄₅		B ₁₀ SC ₆₀ T ₃₀	
	k _{id} (m/s)	k _d (m/s)	k _{id} (m/s)	k _d (m/s)	k _{id} (m/s)	k _d (m/s)	k _{id} (m/s)	k _d (m/s)	k _{id} (m/s)	k _d (m/s)	k _{id} (m/s)	k _d (m/s)
100	5,65 10 ⁻⁹	1,812 10 ⁻⁹	2,01 10 ⁻⁹	3,26 10 ⁻¹⁰	9,45 10 ⁻¹⁰	4,20 10 ⁻¹⁰	1,67 10 ⁻⁹	4,42 10 ⁻¹⁰	3,14 10 ⁻⁹	5,90 10 ⁻¹⁰	2,75 10 ⁻⁹	3,47 10 ⁻¹⁰
200	1,94 10 ⁻⁹	5,47 10 ⁻¹⁰	1,41 10 ⁻⁹	2,52 10 ⁻¹⁰	4,81 10 ⁻¹⁰	3,26 10 ⁻¹⁰	9,94 10 ⁻¹⁰	3,68 10 ⁻¹⁰	5,26 10 ⁻⁹	5,26 10 ⁻¹⁰	2,49 10 ⁻⁹	3,47 10 ⁻¹⁰
400	8,35 10 ⁻¹⁰	2,83 10 ⁻¹⁰	4,41 10 ⁻¹⁰	1,79 10 ⁻¹⁰	2,73 10 ⁻¹⁰	2,31 10 ⁻¹⁰	4,38 10 ⁻¹⁰	2,52 10 ⁻¹⁰	7,02 10 ⁻¹⁰	2,84 10 ⁻¹⁰	9,34 10 ⁻¹⁰	2,10 10 ⁻¹⁰
800	4,86 10 ⁻¹⁰	2,10 10 ⁻¹⁰	4,55 10 ⁻¹⁰	1,57 10 ⁻¹⁰	1,83 10 ⁻¹⁰	1,68 10 ⁻¹⁰	3,04 10 ⁻¹⁰	1,79 10 ⁻¹⁰	7,96 10 ⁻¹⁰	2,52 10 ⁻¹⁰	8,38 10 ⁻¹⁰	1,68 10 ⁻¹⁰

Les essais triaxiaux sont difficiles par rapport aux essais oedométriques (Dafalla et al., 2015). Dans ce sens, des corrélations entre les résultats directs et indirects sont illustrées dans la figure 4:11. Six équations linéaires ont été établies pour les contraintes de confinement effectives de 100, 200, 400 et 800 kPa. Ces équations conduisent à réduire le nombre d'essais triaxiaux à effectuer (paroi flexible). Ces équations peuvent être utilisées pour les mélanges 10% Bentonite et différents pourcentages de tuf et sable calcaire. De plus, l'augmentation de la pente s'indique une bonne compatibilité entre les résultats des deux essais.

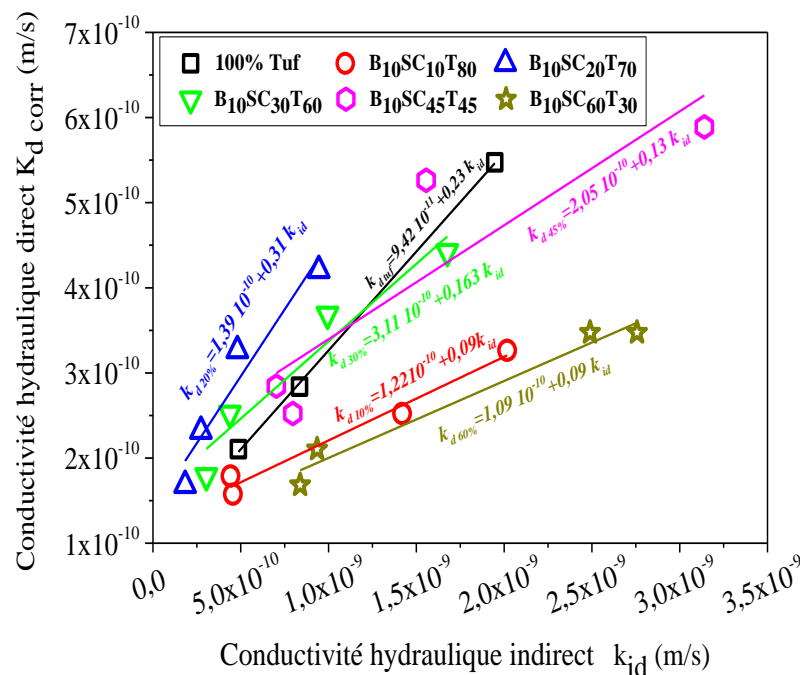


Figure 4:11 Corrélation de la conductivité hydraulique indirecte à partir des essais oedométriques pour différentes contraintes effectives.

$$\text{Pour le 100\% Tuf : } k_d = 9,42 \times 10^{-11} + 0,423 k_{id} \quad (4:8)$$

$$\text{Pour le mélange } B_{10}SC_{10}T_{80} : k_{d 10\%} = 1,22 \times 10^{-10} + 0,09 k_{id} \quad (4:9)$$

$$\text{Pour le mélange } B_{10}SC_{20}T_{70} : k_{d 20\%} = 1,39 \times 10^{-10} + 0,31 k_{id} \quad (4:10)$$

$$\text{Pour le mélange } B_{10}SC_{20}T_{70} : k_{d 30\%} = 3,11 \times 10^{-10} + 0,163 k_{id} \quad (4:11)$$

$$\text{Pour le mélange } B_{10}SC_{45}T_{45} : k_{d 45\%} = 2,05 \times 10^{-10} + 0,13 k_{id} \quad (4:12)$$

$$\text{Pour le mélange } B_{10}SC_{60}T_{30} : k_{d 60\%} = 1,09 \times 10^{-10} + 0,09 k_{id} \quad (4:13)$$

D'après les essais hydromécaniques sur les mélanges $B_{10}SC_xT_y$, le mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ est choisi comme un mélange optimal (le plus approprié pour chaque paramètre de conception) pour la suite de ce travail.

4.2.3 Conductivité hydraulique saturée du mélange optimal ($B_{10}SC_{20}T_{70}$) compacté à différents teneurs en eau

Des mesures de conductivité hydraulique à différents teneurs en eau ont été réalisées dans la cellule œdométrique sur le mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ préparé sous forme compacté à différents teneurs en eau initiaux de préparation (OPN, OPN-2% et OPN+2 %), puis saturée dans la cellule. La figure 4:12 présente la variation de la conductivité hydraulique en fonction de la pression de consolidation effective pour ces différents états.

Pour des pressions de consolidation effectives faibles ($\sigma_v < 100$ kPa), la conductivité hydraulique des échantillons compactés à différents teneurs en eau diminue pour atteindre $k_{sat} = 3 \times 10^{-10}$ m/s. Pour des pressions de consolidation effectives supérieures à 100kPa, l'effet de la teneur en eau initial sur les valeurs de conductivités hydrauliques saturées n'est pas remarquable.

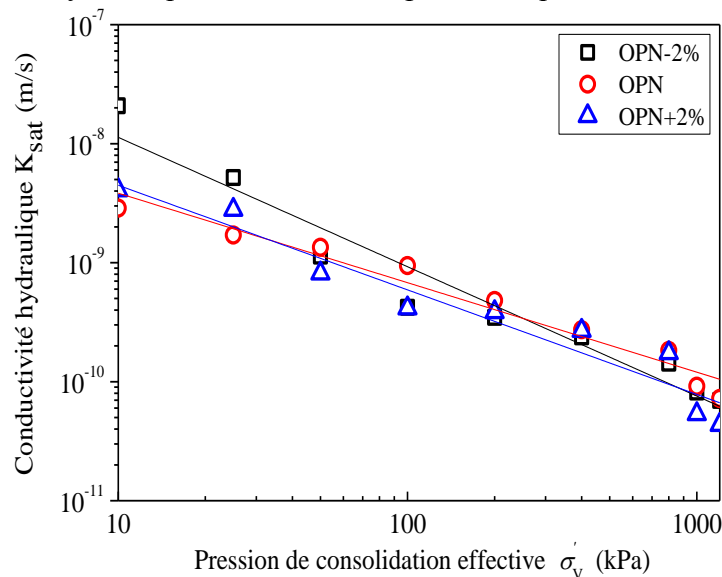


Figure 4:12 Conductivité hydraulique saturée de $B_{10}SC_{20}T_{70}$ en fonction de la pression de consolidation pour différents états initiaux.

En général, les mélanges compactés à l'OPN, OPN-2% et OPN+2% ont des valeurs de conductivité hydraulique saturée très similaires. Haug et Wang (1991) ont suivi une tendance similaire pour un mélange 8 % bentonite - 92 % sable ; ils ont constaté que la teneur en eau n'affectait pas la conductivité hydraulique saturée.

4.3 Courbe caractéristique sol-eau du mélange optimal $B_{10}SC_{20}T_{70}$

Les barrières de sol sableux-bentonite compactées sont fréquemment non saturées dans les zones semi-arides. Par conséquent, la succion du sol est un facteur clé influençant les propriétés hydrauliques, le changement de volume et la résistance (Iravanian, 2015).

En général, les transferts hydriques dans le sol sableux-bentonite non saturé nécessitent la connaissance des paramètres hydrodynamiques correspondants à différents niveaux de succion ($u_a - u_w$), notamment la conductivité hydraulique. Il s'agit de déterminer les relations phénoménologiques du sol, tels que les relations entre la succion, la teneur en eau, le degré de saturation et l'indice des vides. Il se trouve que ces relations ne peuvent être déduites des propriétés fondamentales du sol, mais doivent être déterminées à partir de mesures expérimentales. En général, la succion totale du mélange de sol sableux-bentonite peut être remplacée par la succion matricielle, en particulier lorsque la teneur en bentonite est faible et proche de sous-saturés (Fredlund et Rahurdjo, 1993).

Nous présentons dans cette partie, en premier lieu, le mode opératoire des essais de la Courbe caractéristique sol-eau (CCSE) ainsi que les résultats obtenus. Par la suite, nous présentons une étude comparative des CCSE obtenues par des essais d'imposition des pressions interstitielles négatives et celles obtenues par la méthode du papier-filtre.

4.3.1 Protocole expérimental

Généralement, les méthodes habituelles d'imposition de succion comme la technique de translation d'axe exclusivement surmonter les forces capillaires. À cet égard, l'approche osmotique et la méthode des solutions salines saturées qui couvrent une gamme de succion relativement élevée entraînent une évaluation correcte de la succion matricielle dans le mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$. En outre, la succion initiale mesurée par la technique du papier-filtre (ASTM D 52980-094, 1995) a été employée pour vérifier les résultats : des échantillons de sol et papiers filtres Whatman n°42 étaient placés dans des récipients étanches à l'air pendant trois semaines jusqu'à ce qu'il atteigne un état d'équilibre avec l'humidité relative (HR) dans la boîte de mesure.

La technique des solutions salines est une méthode qui permet l'imposition de très fortes succions et a donc également été retenue. Sur la figure 4:13, les pointillés indiquent la gamme de succion pour laquelle la validité de chaque technique devra être démontrée. Ce point fera l'objet d'une attention particulière au moment de la présentation de chacune des techniques expérimentales.

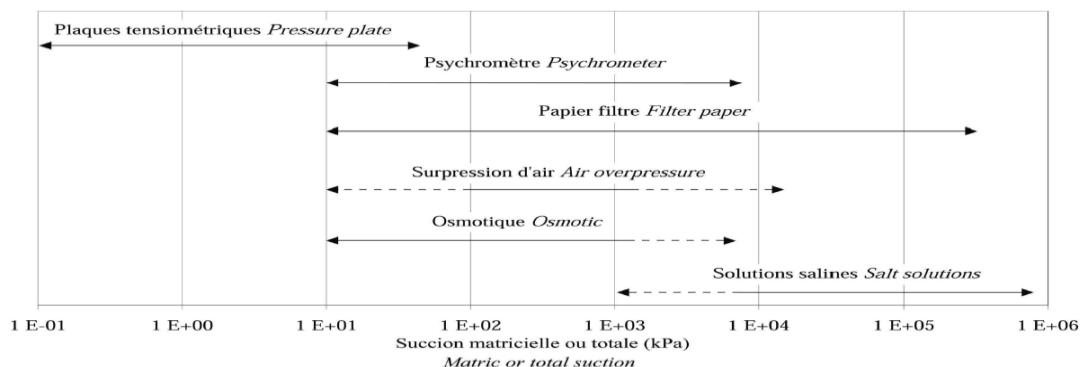


Figure 4:13 Gammes accessibles par les techniques d'imposition de la succion (Cuisinier, 2002).

4.3.2 Préparation des échantillons

Différents états initiaux du matériau ont été préparés :

- ✓ Une pâte saturée et consolidée à 100kPa : sous forme de pâte préparée à une teneur en eau égale $1,2 w_L$ (essai de drainage) (Goual, 2012);
- ✓ Un mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ compacté à l'Optimum Proctor Normal ($G_d = 1,686$ et $w_{opt} = 14,35\%$). La poudre de sol est humidifiée à la teneur en eau correspondant à l'optimum puis elle est soigneusement conservée dans un sac étanche pendant une journée dans un milieu humide, ensuite le sol humide est compacté statiquement à la densité Proctor (compactage statique à double piston à une vitesse de 1,27 mm/min). L'échantillon ainsi compacté (les dimensions des échantillons sont : $D=40$ mm, $H=10$ mm) sera découpé en galettes de 1cm de hauteur, qui sont découpées en quatre parties chacune (environ 1 cm^3 pour chaque partie) ;
- ✓ Un mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ compacté à un état OPN+2 % en teneur en eau ;
- ✓ Un mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ compacté à OPN-2 % en teneur en eau.

Par ailleurs, les valeurs de succion du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ compactée ont été mesurées à l'aide de la technique du papier-filtre (ASTHME D 5298-94). La méthode est basée sur l'emploi d'un papier-filtre WN°42 dont la courbe de rétention d'eau est connue. Elle consiste à insérer un papier-filtre entre 2 papiers de protection dans l'éprouvette ($D=40$ mm et $h=20$ mm) (Figure 4:14a) dont on veut déterminer la succion et à attendre l'équilibre des succions entre le mélange et le papier-filtre, en évitant toute évaporation : on peut paraffiner l'éprouvette ou l'envelopper soigneusement d'un sac plastique et le placer dans des dessiccateurs hermétiques (Figure 4:14b,c). On extrait ensuite le papier-filtre de l'éprouvette et on détermine sa teneur en eau (Figure 4:14d), par une pesée de précision au $1/1000^e$. La connaissance de la teneur en eau permet de déterminer à la succion du papier-filtre (ASTHME D 5298-94) et donc à celle mélange.

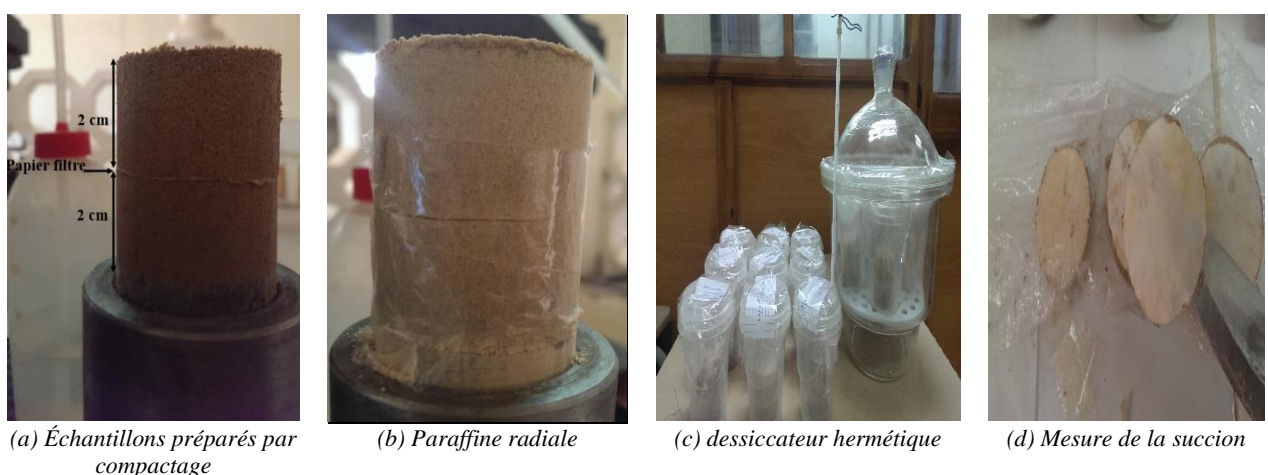


Figure 4:14 Préparation des échantillons du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ pour la détermination des succions par la méthode de papier-filtre.

D'après ASTM D-5298-94, (1995) (papier-filtre utilisé sec) (Éq. 4:14,15):

$$\checkmark \quad \text{Log } s = 5,327 - 0,0779 \cdot w_f \quad \text{pour: } w_f < 45,3\% \quad (4:14)$$

$$\checkmark \text{ Log } s = 2,412 - 0,0135 w_f \text{ pour: } w_f > 45,3 \% \quad (4:15)$$

Le tableau 4:3 présente les valeurs de succion du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ compacté obtenu par la méthode de papier-filtre.

Tableau 4:3 Succions initiales mesurées sur les éprouvettes compactées.

État initial de l'échantillon	Teneur en eau de préparation (%)	W_f (%) du papier-filtre	s (MPa)
OPN	14,35	30,188	0,9603
OPN-2	12,35	27,67	1,482
OPN+2	16,35	34,61	0,427

D'après les résultats obtenus, la succion initiale et la teneur en eau initiale sont inversement proportionnelles.

4.3.3 Préparation du matériel utilisé

Deux méthodes d'imposition de succion ont été utilisées : pour des gammes de succion moyenne (de 50 kPa à 8500 kPa), la méthode osmotique a été mise en œuvre (en utilisant le PEG 20000 pour la gamme de 50 à 1500 kPa et PEG 6000 pour la gamme de 3100 à 8400 kPa)), tandis que la technique des solutions salines saturées nous a permis de balayer les gammes de succions les plus élevées (de 2,7 à 348,1 MPa).

4.3.3.1 Méthode osmotique

Le phénomène d'osmose s'observe lorsque deux solutions de concentrations différentes sont en contact à travers une membrane perméable à l'un des solutés des phases en présence. Il repose sur le principe qu'un système physique quelconque en déséquilibre tend toujours à se ramener à un état d'équilibre par transfert énergétique.

Dans le procédé osmotique, une solution de polyéthylène glycol (PEG) a été utilisée pour appliquer la succion matricielle. Une membrane semi-perméable sépare les macromolécules de la solution et le sol non saturé (Hamidi et al., 2013). Le processus d'osmose permet à l'eau de se déplacer à travers la membrane. La quantité de swap de l'eau dépend de la concentration de macromolécule. PEG ayant une masse moléculaire de 6000 Da et 20000Da ($1 \text{ Da} = 1.6605 \times 10^{-24} \text{ g}$) a été choisi pour cette étude.

La figure 4:15 regroupe les mesures effectuées par divers chercheurs sur du PEG 6.000 et 20.000, et les essais d'extension à fortes pressions capillaires (12MPa) sur du PEG 1500, 4000, 6000 et 20000. On observe une excellente compatibilité entre toutes les données et une relation unique, indépendante de la masse molaire, entre la concentration et la succion.

Pour des succions inférieures à 6,25 MPa, la relation est linéaire et prend la forme simple (Delage et el., 1998) (Éq. 4:16):

$$s = 11c^2 \quad (4:16)$$

Où, s est la succion en MPa ; c : la concentration de PEG en grammes de PEG par grammes d'eau.

La température affecte la relation entre la succion et la concentration de PEG, et de l'égalisation est valide lorsque la température est maintenue à $20 \pm 1,5$ °C et pour des succions inférieures à 15 MPa (Masrouri et al., 2008).

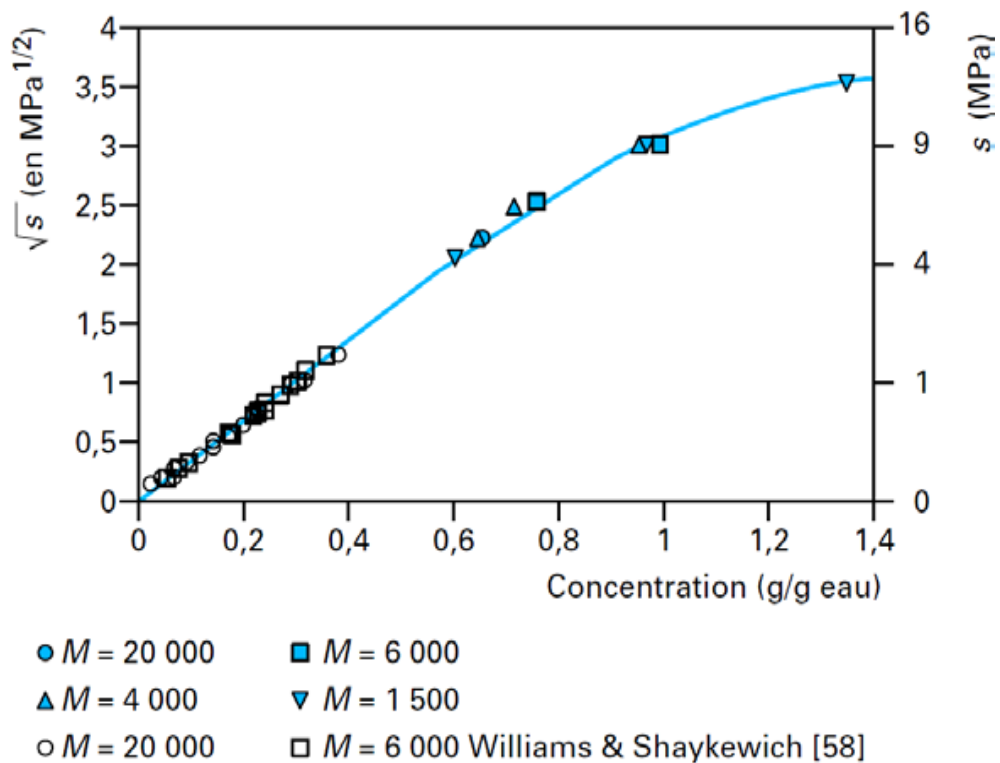


Figure 4:15 Courbe d'étalonnage du PEG (Cui, 1993).

Les différentes concentrations de PEG 20000 et PEG 6000 utilisées sont indiquées dans le tableau 4:4.

Tableau 4:4 Succion imposée en fonction de la concentration du PEG20000 et du PEG6000 à 20° C.

Masse PEG/500 ml eau PEG20000 (g)	$u_a - u_w$ (kPa)	Masse PEG/500 ml eau PEG6000 (g)	$u_a - u_w$ (MPa)
27	50	260	3,1
59.5	200	371	6,3
79	400	459	8,4
105	800		

Préparation des solutions osmotiques (PEG 6000, PEG 20000) (de 50 à 8400 kPa): PEG 6000 : sa référence est MWCO3, 500. flatwidth : 54 ± 2 mm. Diameter :34mm

La préparation des solutions est simple, on en cite les principales étapes :

- ✓ Préparer la quantité d'eau dans un bécher ;
- ✓ Poser le bécher dans l'agitateur et lancer l'agitation (agitation faible environ 200 trs/min) ;
- ✓ Peser le poids de PEG (6000 ou 20000) nécessaire qui correspond à la concentration désirée (succion imposée) ;
- ✓ Verser progressivement le poids mesuré dans le bécher ;
- ✓ Fin de la préparation lorsqu'on aura la dissolution totale du PEG ;
- ✓ Mettre un couvercle (un parafilm) pour éviter l'évaporation.

La figure 4:16 représente un schéma du dispositif d'essai réalisé pour la méthode osmotique. Après la préparation des échantillons, leur pose dans les béchers à solution osmotique est très délicate, car elle consiste à fixer la membrane semi-perméable (membrane de dialyse) dans le bêcheur contenant le

PEG par l'intermédiaire d'une bague en PVC par exemple (le rôle de la membrane poreuse ne laissant migrer que les molécules d'eau et les ions de la solution du sol). La bague est ensuite glissée sur les parois de bûcher jusqu'à ce que le contact entre la solution et la membrane soit parfait (pas de bulles d'air). Les échantillons seront ensuite posés sur la membrane et le bûcher sera fermé par un couvercle (parafilm). On laisse les bûchers pendant deux semaines environ pour la stabilisation du transfert (Figure4:17).

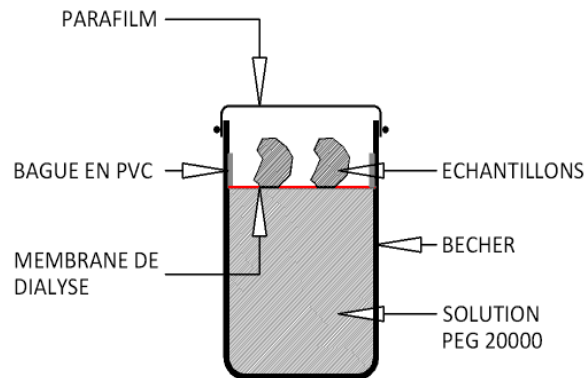


Figure 4:16 Dispositif d'essai pour la méthode osmométrique (Derras, 2011).

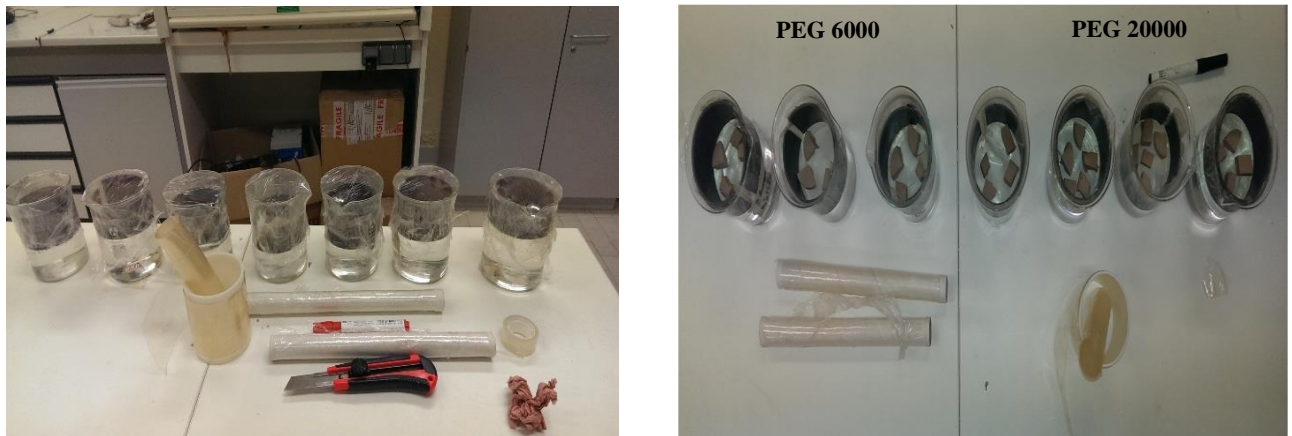


Figure 4:17 Mise en place des échantillons dans les bûchers à solutions osmométriques (Laboratoire de Tribologie et Dynamique des Systèmes. École Nationale d'Ingénieurs de Saint Etienne, France).

4.3.3.2 Méthode des solutions salines saturées

Pour les valeurs de pression capillaire plus élevées (de 3 à 1000 MPa), un dispositif tout à fait différent est utilisé, il fait appel à des solutions salines saturées. Cette méthode repose sur un principe physique : à une concentration en sel, une pression d'air et une température donnée correspondent à une seule pression partielle de vapeur d'eau. Il est très important de noter que les valeurs d'humidité relatives données ne sont valables que pour une pression d'air et une température fixée et à condition que les solutions soient saturées en sel. Suivant les références consultées, de légers écarts pouvant aller jusqu'à 3%, peuvent apparaître (Delage et al., 1998). Cette méthode est plus simple d'emploi et moins dangereuse que les autres, mais les échanges par phase vapeur sont plus lents.

Lorsqu'une solution saline saturée est en équilibre thermodynamique avec sa vapeur, l'humidité relative de l'atmosphère environnante reste constante pour une valeur donnée T de la température.

L'humidité relative ainsi générée dépend de la nature chimique de l'espèce en solution, ce qui permet de contrôler l'humidité relative $H_r(T)$ par une solution saline saturée, jusqu'à de très fortes valeurs de pression capillaire.

L'humidité relative d'une solution dépend de la température, il est donc essentiel de la maintenir constante au cours d'un essai à l'aide d'un bain thermostaté ou d'une armoire réfrigérée. On place ensuite l'échantillon dans un dessiccateur hermétiquement fermé et rempli d'une solution saline générant une humidité relative connue. Les transferts hydriques se font ici en phase vapeur et sont donc beaucoup plus lents qu'avec les deux autres méthodes (il faut environ 1 à 3 mois pour atteindre l'équilibre).

✓ **Préparation des solutions salines :**

La technique de préparation des solutions salines saturées exposées ici est conforme à la norme AF-NOR NF X 15-119 (1999). La solution saline est réalisée par adjonction progressive de sel dans un volume d'eau prédéterminé maintenu en agitation. La saturation de la solution est assurée quand un dépôt de sel non dissous est visible au fond du récipient après un jour de repos.

Le tableau 4:5 contient la concentration à saturation des principales solutions salines utilisées pour ce type d'essai. Dans ce tableau les données sont exprimées en g de sel par volume d'eau.

Tableau 4:5 Préparation des solutions salines ($T= 20\pm 1$ °C).

Solution saline saturée et acide	Succion (MPa)	Humidité relative (%)	Masse du sel/500 ml de solution (g)
K_2SO_4	2,78	98	111
$CuSO_4$	5,62	96	200
$ZnSO_4, 7H_2O$	14,52	90	350
kCl	24,03	84	345
NH_4, Cl	32,50	79	375
NaCl	37,82	76	360
CH_3COOH	101,16	48	1L
$CaCl_2, 2H_2O$	161,43	31	730
H_2SO_4	348,13	8	1L

La dissolution de sel peut provoquer un dégagement de chaleur, parfois très important, et il est donc nécessaire dans ces cas d'introduire le sel par petite quantité et d'espacer les ajouts de sels de manière à laisser la solution en cours de préparation se refroidir.

Après la préparation, il faut attendre un minimum de 48 h avant l'utilisation en remuant régulièrement pour assurer l'homogénéité de la solution.

✓ **Humidité relative :**

Dans cette méthode le paramètre humidité relative est très important, la vérification de l'humidité relative des solutions salines saturées est donc nécessaire, pour cela on la mesure pour chaque solution en mettant un hygromètre (modèle HTC 1) à l'intérieur du dessiccateur et on relève les valeurs de l'humidité et de la température en fonction du temps et on trace les courbes $H_r(\%) = f(t)$ (Figure 4:18) pour confirmer la stabilité des humidités des solutions salines saturées utilisées.

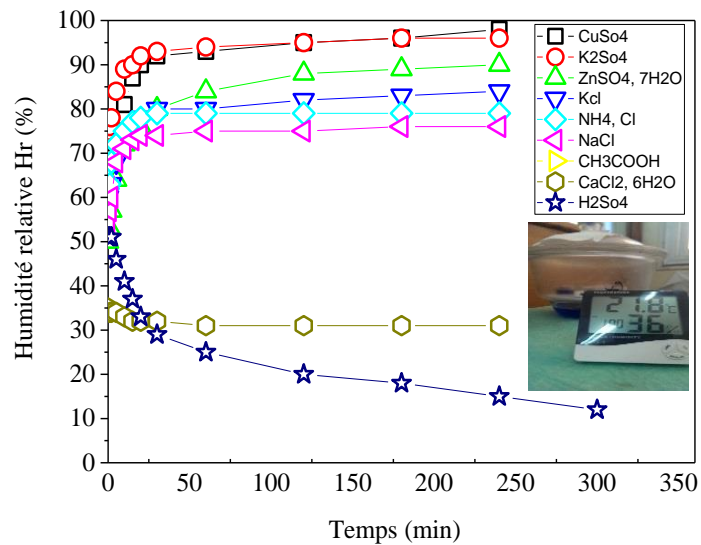


Figure 4:18 Variation de l’humidité relative en fonction du temps.

Après la préparation des échantillons, on les met dans les dessiccateurs (Figure 4:19). Le temps d’équilibre est environ de trois mois. La détermination des succions est déduite de la loi de Kelvin (Éq. 4:17) :

$$\frac{-U_w}{\gamma_w} = \frac{RT}{gM} \ln \frac{H}{100} \quad (4:17)$$

Avec : R : constante des gaz parfaits [= 8.32 J/K°] ; T : température absolue [°K] ; M : masse moléculaire de l’eau [= 1.8*10⁻³ kg] ; H : humidité relative en %.

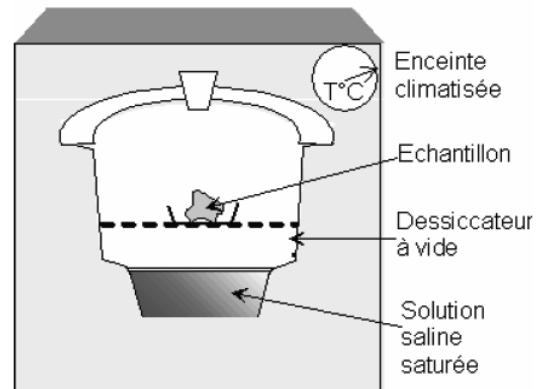


Figure 4:19 Mise en place du dispositif expérimental (méthode des dessiccateurs) (Laboratoire de Recherche de Génie Civil (LRGC), université de Laghouat).

4.3.3 Détermination des paramètres d’états après la fin de l’essai

Le volume externe de l’échantillon est déterminé par pesée hydrostatique dans une huile utilisée pour remplir les pores sans gonfler l’échantillon (Tessier, 1975, cité par Zerhouni, 1991). Cette huile, qui est généralement du kerdane (densité γ_k/γ_w de l’ordre de 0.785), est non miscible avec l’eau et s’évapore à l’étuve à 105°C. Le dispositif expérimental utilisé est représenté sur la figure 4:20. Il s’agit donc d’une méthode destructive, qui nécessite un nouvel échantillon pour chaque point de mesure.

En fait, compte tenu de la faible dimension des échantillons, la mesure est faite systématiquement sur 2 échantillons au moins, pour chaque valeur de succion.

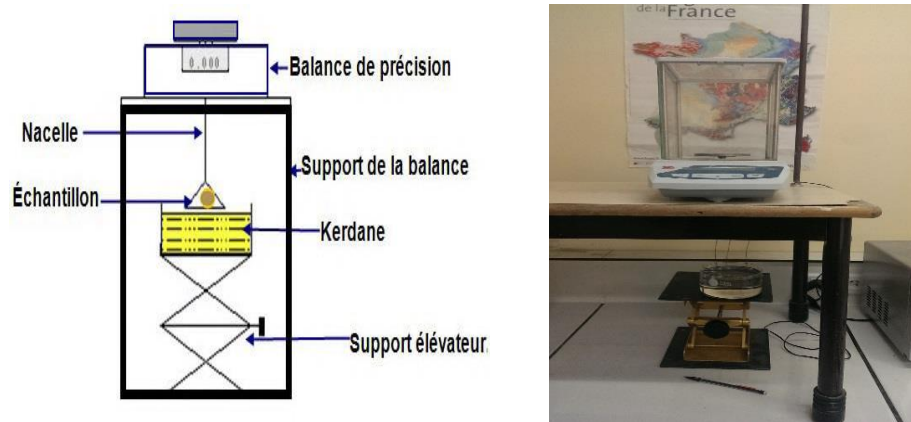


Figure 4:20 Dispositif de mesure pour peser hydrostatique au kerdane.

L'échantillon après avoir atteint l'état de stabilisation, est pesé dans un premier temps pour déterminer son poids humide P_h . Il est ensuite immergé dans le kerdane, et ceci afin de permettre le remplissage des pores superficiels. Après, l'échantillon est retiré du kerdane, puis superficiellement essuyé pour éliminer l'excédent d'huile. Il est ensuite pesé pour déterminer son poids humide + la quantité du kerdane absorbée, soit P_{hk} . Le support élévateur est ensuite surélevé afin de mesurer le poids immergé de l'échantillon, on obtient P_{imm} . Le poids sec P_s s'obtient après passage à l'étuve. Le volume total de l'échantillon est calculé de la manière suivante (Éq. 4:18) :

$$V = ((P_h - P_{imm}) / \gamma_k) / \gamma_w \quad (4:18)$$

Les autres paramètres se déduisent aisément :

Le poids volumique humide $\gamma_h = P_h / V$.

La teneur en eau $w = (P_h - P_s) / P_s$.

Le poids volumique sec $\gamma_d = \gamma_h / (1 + w)$.

L'indice des vides : $e = (\gamma_s / \gamma_d) - 1$, γ_s étant le poids volumique des grains solides.

Le degré de saturation : $S_r = w(\gamma_s / \gamma_w) / e$.

4.3.4 Présentation et discussion des résultats

4.3.4.1 Courbe caractéristique sol-eau (CCSE) de la pâte consolidée

La caractérisation hydrique d'un matériau compacté de barrière ouvragée des ISD nécessite dans un premier temps de disposer d'un comportement de référence sous la forme d'un essai de drainage réalisé sur un matériau initialement normalement consolidé. La figure 4:21 représente la Courbe caractéristique sol-eau du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$, réalisé sur une pâte consolidée à 100kPa de teneur en eau initiale égale à 1,2 fois la limite de liquidité ; les graphes (a) et (b) représentent les variations de l'indice des vides avec la teneur en eau et la succion respectivement ; le graphe (c) représente la variation du degré de saturation en fonction de la teneur ; les graphes (d) et (e) représentent les variations du degré de saturation et de la teneur en eau avec la succion.

Le premier graphe $[w, e]$ est la courbe de retrait usuelle, où l'indice des vides remplace le volume total. Sur ce chemin de dessiccation, le sol suit d'abord la droite de saturation, d'équation $e = G_s w$.

Ensuite, lorsque la teneur en eau décroît, l'indice des vides tend vers une valeur constante. La limite de retrait (W_{SL}), définie comme la teneur en eau du sol saturé correspondant à l'indice des vides final du sol (e_{SL} de l'ordre de 0,69), est estimée à 25 % ; elle correspond donc à l'abscisse du point situé à l'intersection de la droite de saturation et de l'asymptote horizontale de la courbe lorsque w tend vers 0.

Le second graphe $[\log(s), e]$ est la courbe de compressibilité hydrique. Le coude de la courbe où débute le palier de retrait constitue un point caractéristique de ce graphe. Par analogie avec la limite de retrait, nous désignerons par succion de retrait, s_{SL} , l'abscisse du point où débute le palier horizontal d'indice des vides. Elle est estimée à 1 MPa.

Le graphe $[w, S_r]$ met en évidence le domaine de teneur en eau dans lequel le mélange reste saturé. Lorsque la teneur en eau devient inférieure à celle du point d'entrée d'air, le degré de saturation diminue très rapidement, presque linéairement avec la teneur en eau. Partant de cette observation expérimentale, il est possible de suggérer une définition conventionnelle du point d'entrée d'air, à l'intersection de cette droite et de la ligne horizontale pour $S_r = 90\%$. Cette construction fournit une détermination assez précise de ce point estimé à $W_{SL}=25\%$ et souvent mal défini dans le plan $[w - e]$ (Fleureau et al., 1993).

Le graphe $[\log(s), S_r]$ montre les variations du degré de saturation avec la succion : lorsque l'on augmente progressivement la succion, le sol reste quasi saturé jusqu'à une succion de l'ordre de 130kPa, qui correspond à (s_d) puis le degré de saturation décroît rapidement pour atteindre un palier qui correspond à un $S_r = 10\%$ pour des succions > 20 MPa. Pour une succion de 348 MPa, correspond à un $S_r = 1,5\%$. La succion de désaturation (s_d) est plus faible que la succion de limite de retrait s_{SL} , ceci caractérise généralement le comportement des sols lorsqu'on part d'un sol saturé sous forme de pâte.

L'effet de la succion sur l'indice des vides apparaît donc étroitement lié à la saturation du matériau, la phase de compressibilité maximale du mélange correspond au domaine où le sol est quasi saturé, tandis que l'indice des vides ne varie presque plus lorsque le degré de saturation descend en de sous de 80%. La diminution rapide de S_r se traduit par une chute de la teneur en eau (w) (graphe $w-e$). Tant que la succion est plus faible que la succion d'entrée d'air $s_d=130kPa$, S_r tend vers un palier, au-delà de s_d , le degré de saturation (S_r) chute linéaire avec la teneur en eau (w).

Si on compare le chemin de drainage à la droite de corrélation $C_c = 0,009(W_L-13)$ de Biarez et Favre (1975) dans le plan représentant la variation de l'indice des vides en fonction de la succion ou de la contrainte effective moyenne (Figure 4:21b), on remarque que dans le domaine saturé ($S_r > 80\%$), le chemin de drainage sur la pâte consolidée et de corrélation est quasiment parallèle et légèrement décalé vers le bas. Ainsi, la droite de corrélation semble reproduire relativement bien les pentes de compressibilité des sols saturés. Ceci conforte l'idée de la validité du principe de contrainte effective dans le domaine saturé à succion non nulle (Fleureau et al., 1993).

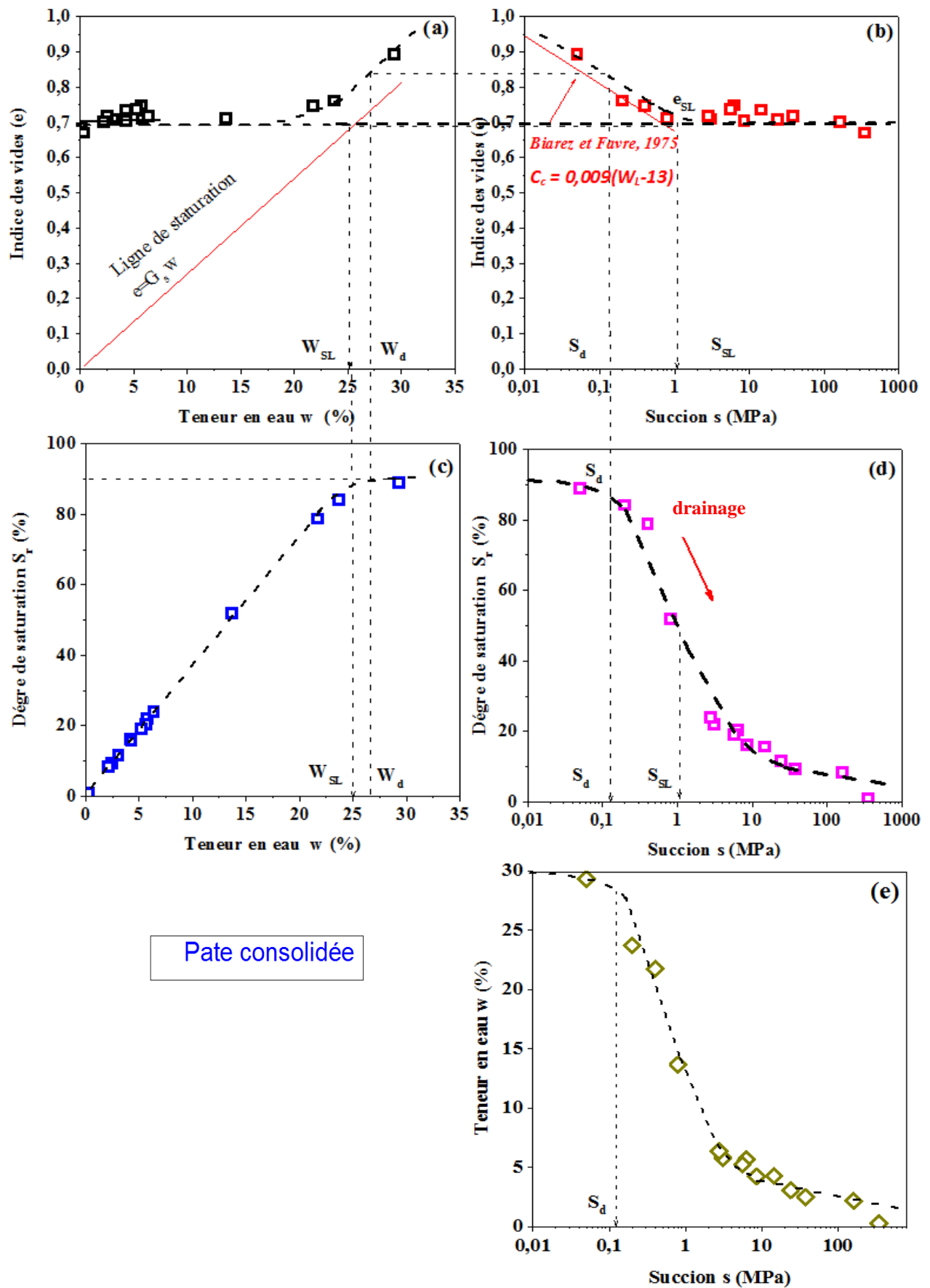


Figure 4:21 Les courbes caractéristiques sol-eau du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ sous forme de pâte consolidée.

4.3.4.2 Courbe caractéristique sol-eau (CCSE) des échantillons compactés

Les figures 4:22, 4:23 et 4:24 présentent les courbes caractéristiques de sol-eau des échantillons compactés à l'OPN, OPN-2% et OPN+2% respectivement.

Les succions initiales sont déterminées par la méthode du papier-filtre (ASTM D5298-94, 1995) (Tableau 4:3, page 123). Nous avons superposé à ces points expérimentaux des échantillons compactés aux courbes caractéristiques de sol-eau des échantillons dans les cinq plans. Les échantillons suivent un chemin de drainage pour des valeurs de succions supérieures aux succions initiales et un chemin d'humidification pour des valeurs inférieures à celles-ci. Les chemins de drainage et d'humidification des mélanges compactés représentée dans les cinq plans par des lignes discontinues.

- Dans le plan $[\log(s), e]$, le point initial de l'échantillon compacté à l'OPN semble décalé par rapport aux autres points expérimentaux. Ceci est dû à la qualité de la mesure de la succion à l'aide de la méthode du papier-filtre qui est peu précise, comparée aux autres points expérimentaux où la succion a été imposée. Pour de fortes succions ($s > 10$ MPa), les trois états d'échantillons se regroupent sur le même palier de la limite de retrait et ce palier des échantillons compactés est plus proche que celui de la pâte consolidée. Ceci confirme l'hypothèse que la limite de retrait n'est pas un paramètre intrinsèque du matériau, mais dépend de son état initial (Fleureau et al., 1993). L'indice des vides de limite de retrait e_{SL} des échantillons compactés à l'OPN, OPN+2% et OPN-2% est de l'ordre de 0,60, 0,60 et 0,58 respectivement. Ces résultats sont similaires à ce que trouvé par Ho et Fredlund (1989) pour un limon compacté.

- Dans le plan $[\log(s), S_r]$, le degré de saturation des échantillons chute rapidement à partir de l'état initial pour atteindre 5 % pour une succion d'environ 100 MPa. Cette diminution rapide est également constatée dans le plan $[\log(s), w]$.

Dans le plan $[\log(s), e]$ (Figure 4:25b), on constate que la limite de retrait des échantillons compactés est supérieure à celle la pâte consolidée représentée par les traits discontinus. Ceci conforte l'idée que la limite de retrait n'est pas un paramètre intrinsèque du matériau, mais dépend de son état initial (Fleureau et al., 1993). On constate aussi que la pente de compressibilité est importante pour la pâte consolidée que celle les échantillons compactés. Ce résultat doit être nuancé par l'influence de la microstructure du sol qui est semblable dans les cas de la pâte consolidée ($S_{r_{initial}} \approx 90\%$) et du sol compacté ($S_{r_{initial}} \approx 65\%$) (Sayad-Gaidi, 2003). La préparation d'un échantillon compacté entraîne en effet l'existence d'agrégats dont les dimensions peuvent être extrêmement variables et qui modifient sensiblement le comportement du matériau (Taïbi, 1994). De plus, Vanapalli et al. (1999) confirment que la CCSE des échantillons compactés au côté sec de l'optimum ont une macrostructure très agrégée, ressemblants, ainsi au comportement d'un matériau plus grossier. Mais la microstructure gouverne un CCSE du côté humide de l'optimum.

Le tableau 4:6 regroupe les paramètres déduits des essais de Courbe caractéristique sol-eau (CCES) dans les différents états de saturation. D'après ce tableau, la fluctuation de la teneur en eau de 2% du côté sec et humide de l'OPN influe sur la succion de désaturation (s_d) et n'influe pas sur les autres paramètres déduits des CCSE (e_{SL} , w_{SL} , s_{SL}). Ce résultat confirme aussi le rôle de la teneur en eau : plus la teneur en eau de compactage est élevée, plus la partie quasi sature est faible et le gonflement

aussi fiable. Malgré une légère dispersion des résultats, les points semblent proches d'une droite moyenne, indépendamment de la teneur en eau initiale, spécialement dans les plans $[\log(s), e]$ et $[\log(s), \omega]$ (Figure 4:25b, 25c).

En général, pour des succions inférieures à 1 MPa (à faibles succions), l'effet de la teneur en eau initiale sur la CCSE des échantillons compactés est peu remarquable ; au-delà de 1 MPa, cet effet est non remarquable. A la même succion, le degré de saturation (Figure 25d) des échantillons compactés du côté sec de l'optimum est quelque peu bas par rapport à ceux compactés du côté humide de l'optimum. Cette constatation a été faite aussi par Stoicescu et al. (1998). Le CCSE des échantillons compactés du côté sec de l'optimum est légèrement différente des deux autres.

Tableau 4:6 Paramètres des courbes caractéristiques sol-eau des échantillons dans les différents états initiaux.

	$s_d(\text{MPa})$	$s_{SL}(\text{MPa})$	e_{SL}	$w_{SL}(\%)$
Pâte consolidée à 100kPa	0,130	1,00	0,69	25,00
OPN	0,170	1,50	0,60	22,50
OPN+2%	0,095	1,00	0,60	22,50
OPN-2%	0,250	1,50	0,58	21,30

Remarque :

On signale quelques difficultés au cours et après la réalisation de ces essais en particulier pour les échantillons préparés :

- ✓ Cet essai est destructif, chaque point de la courbe correspond à un échantillon de sol. Ce genre de manipulation nécessite une très bonne organisation pour éviter tout risque d'erreur : étiquettes collées aux récipients contenant les informations utiles (nom du matériau, date, solution, concentration, succion) ;
- ✓ Fissuration et destruction de quelques échantillons placés dans les dessiccateurs, notamment ceux placés dans le CH_3COOH .

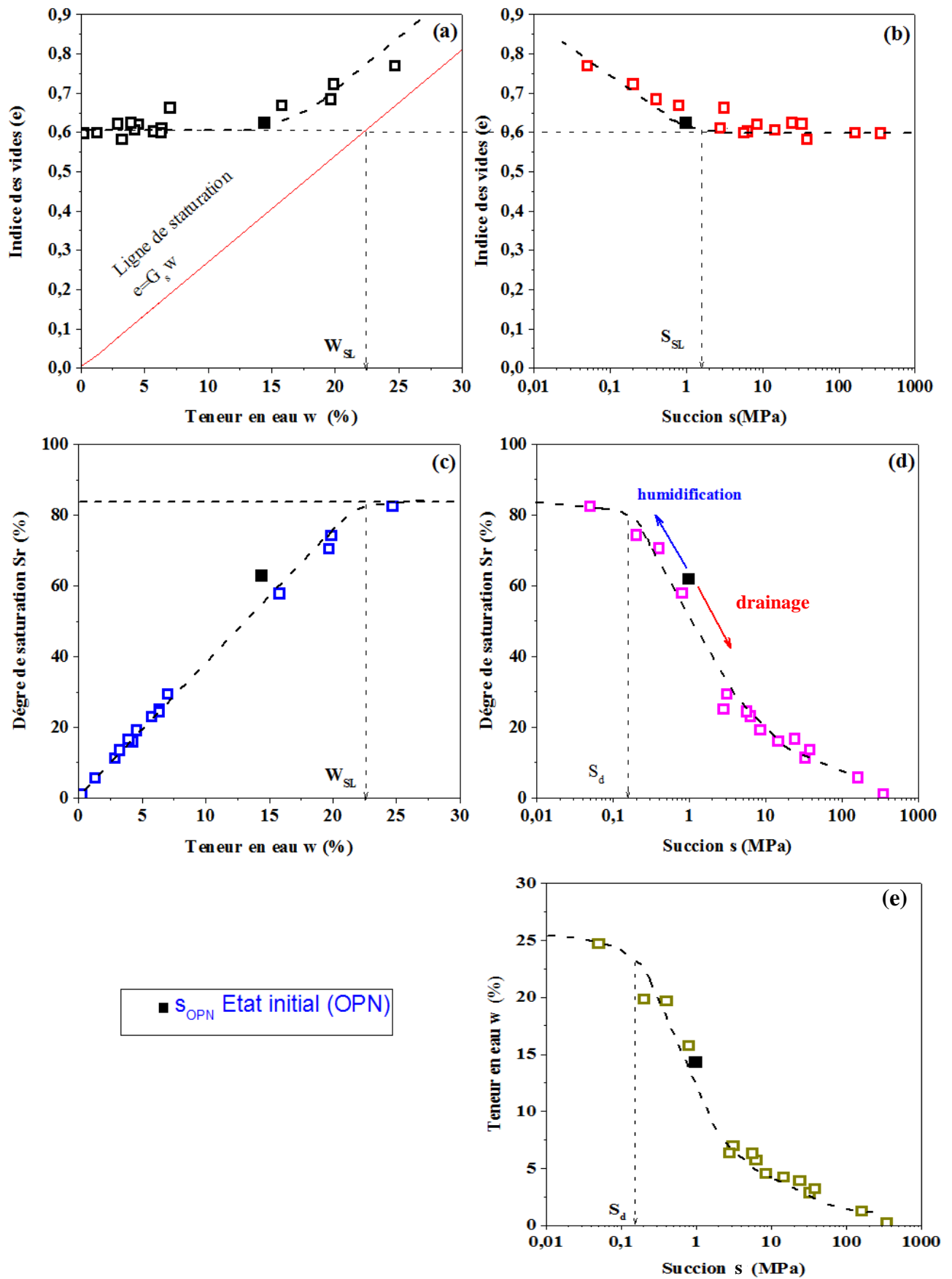


Figure 4:22 Les courbes caractéristiques sol-eau du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ initialement compacté à l'OPN.

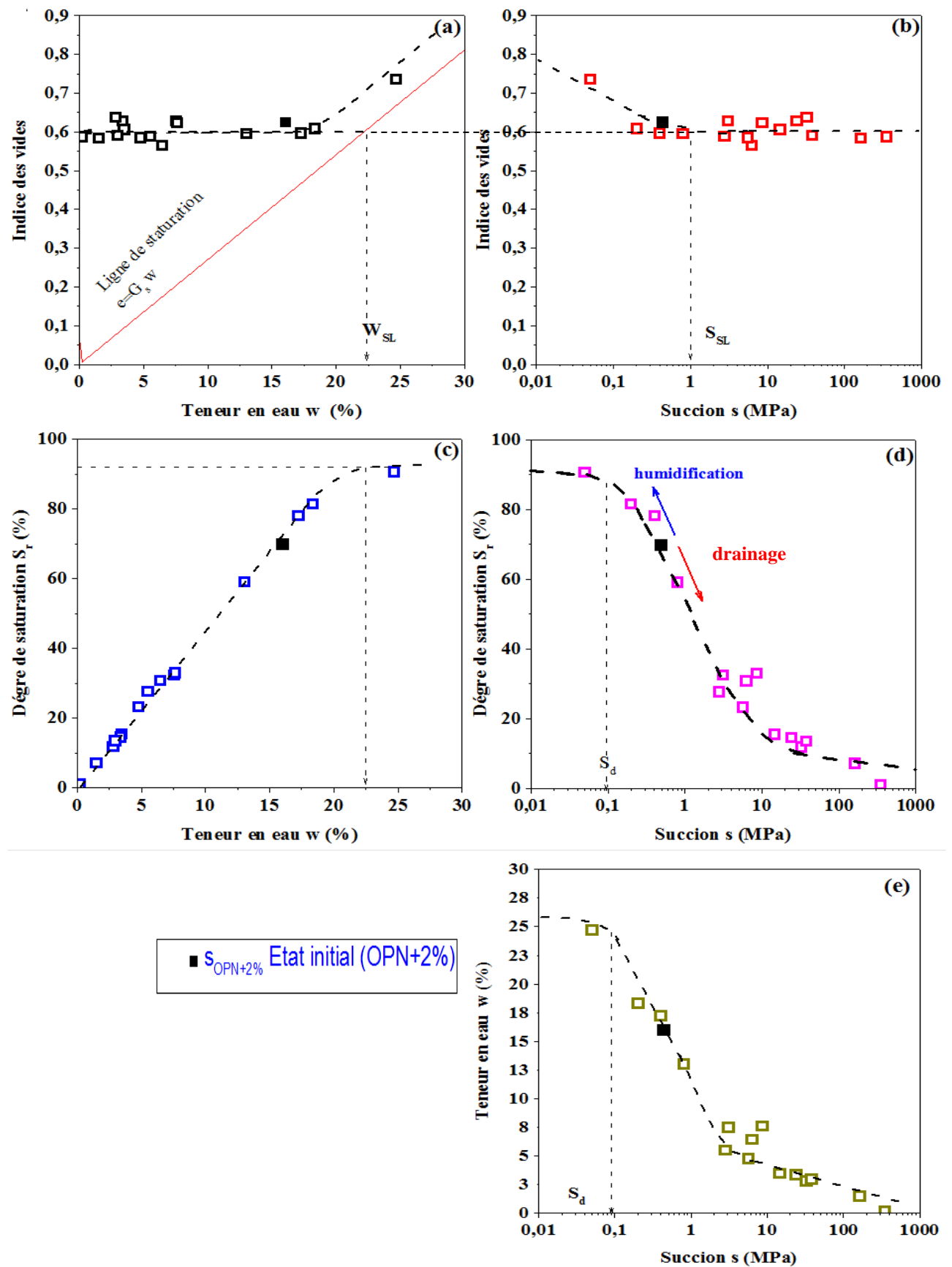


Figure 4:23 Les courbes caractéristiques sol-eau du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ initialement compacté à l'OPN+2%.

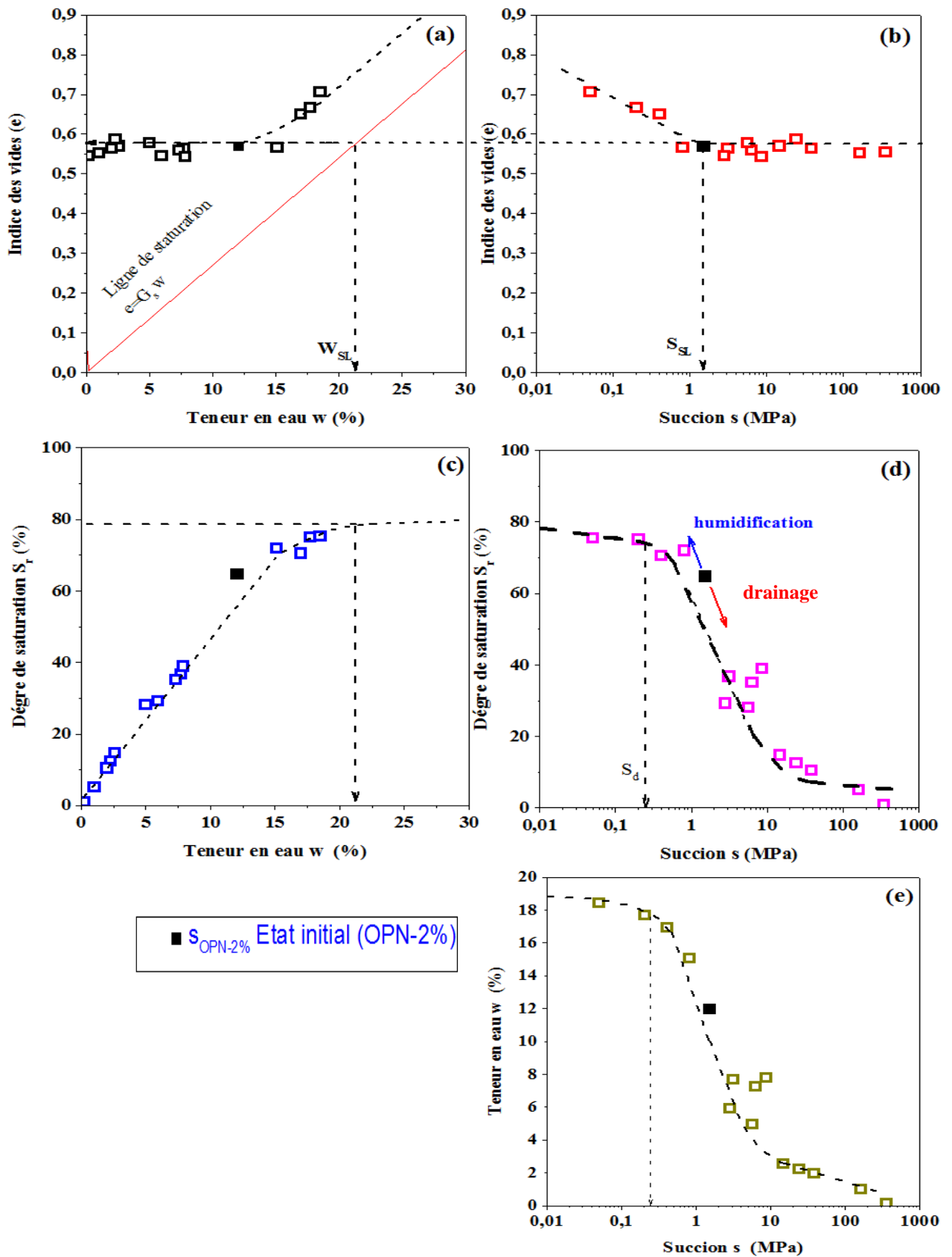


Figure 4:24 Les courbes caractéristiques sol-eau du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ initialement compacté à l'OPN-2%.

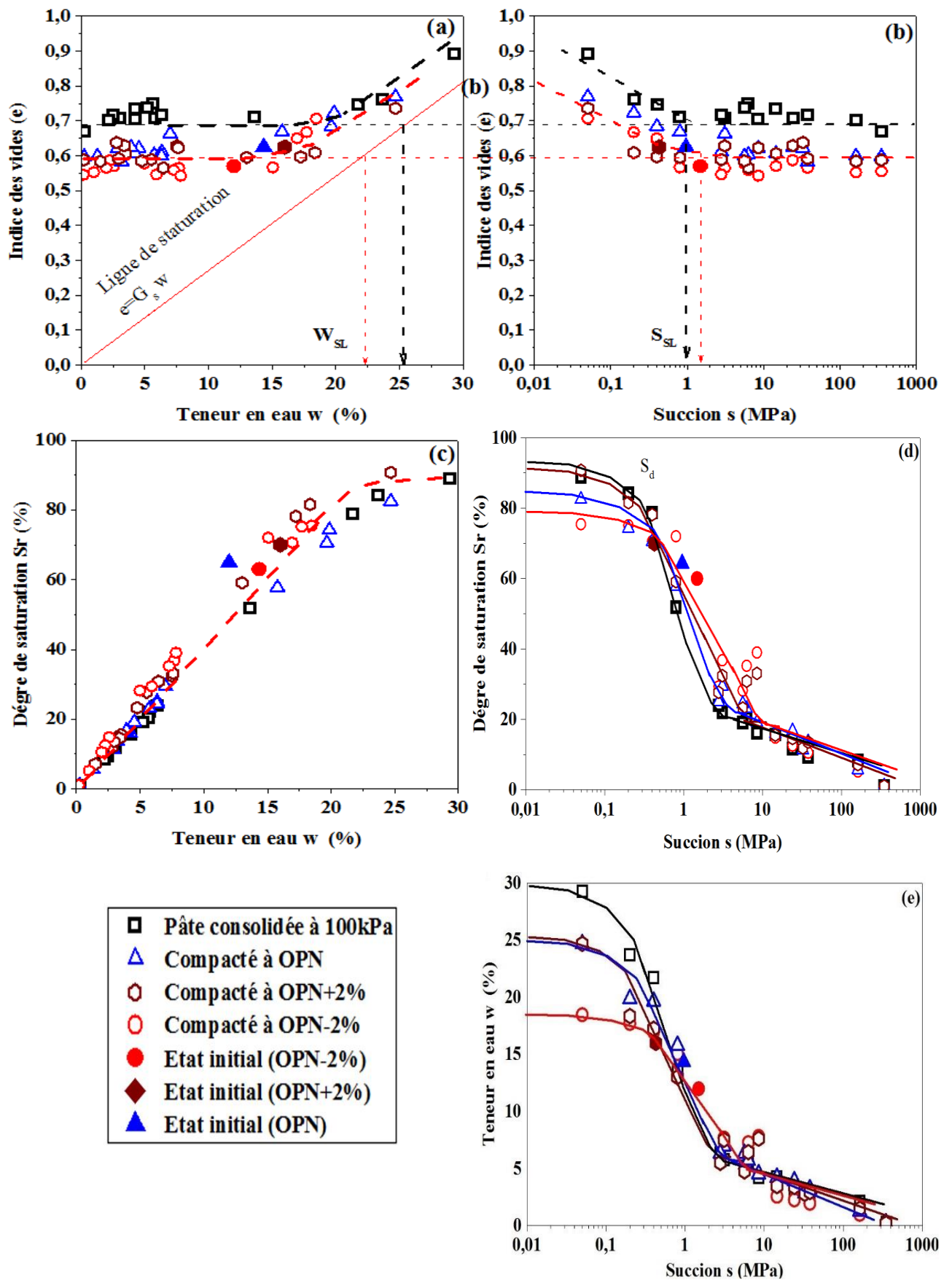


Figure 4:25 Les courbes caractéristiques sol-eau du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ pour différents états initiaux (Pâte consolidée à 100 kPa, OPN, OPN+2% et OPN-2%).

4.3.4.3 Comparaison des courbes caractéristiques du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ compacté par deux méthodes (contrôle et mesure)

L'essai de papier-filtre consiste à préparer une dizaine d'échantillons compactés statiquement à la densité sèche correspondant à l'optimum Proctor Normal et en variant les teneurs en eau du côté sec et humide de l'Optimum Proctor Normal. La figure 4:26 présente les courbes caractéristiques obtenues par les deux méthodes ; méthode de mesure par le papier-filtre et les méthodes de contrôle par les solutions osmotiques (SO) et salines (SS). Tang (1997) a noté que les relations succion -la teneur en eau sont différentes de celles la CCSE. Dans cette étude, on signale un bon accord entre ces deux méthodes pour des succions élevées $s > 3$ MPa (domaine où on applique la méthode des solutions salines). Cette compatibilité entre les deux paramètres est également observée dans certaines études antérieures telles que Cuisinier et Masrouri (2005) et Ajdari et al. (2013). Pour des succions $s < 3$ MPa, une légère différence entre les deux méthodes est observée.

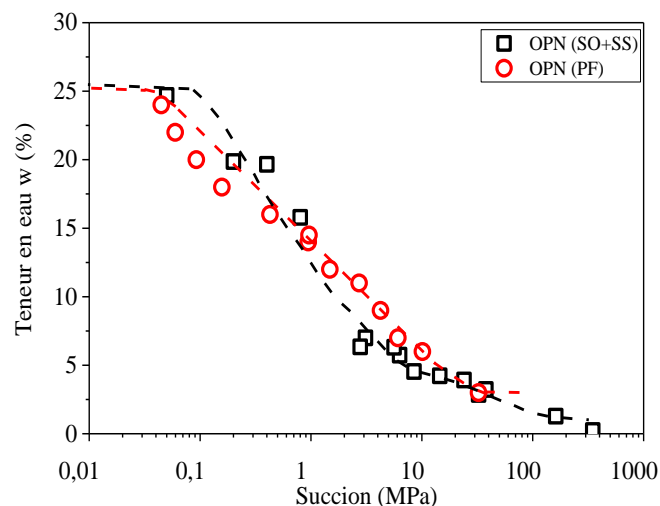


Figure 4:26 Courbes caractéristique sol-eau du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ (Résultats selon PF, OS et SS).

On note que la méthode des papiers filtres est très simple et très rapide (quelques jours) pour attendre la stabilisation par rapport à la deuxième méthode qui dure des mois. Leurs résultats sont plus proches en particulier pour les grandes succions.

4.4 Conductivité hydraulique non saturée du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$

L'analyse du transfert hydrique dans un milieu non saturé consiste à déterminer les relations entre la conductivité hydraulique, la teneur en eau, le degré de saturation et la pression interstitielle négative. Ces relations ne peuvent pas être déduites des propriétés fondamentales du sol, mais elles doivent être déterminées par une procédure expérimentale en analysant, en régime permanent ou transitoire, le bilan hydrique au cours d'une humidification ou d'un drainage du sol. La connaissance de ces relations constitue un préalable indispensable à toute modélisation.

L'objectif de cette partie est de présenter le mode opératoire et les résultats de mesure de la conductivité hydraulique en non saturer sur le mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ compacté à l'OPN, OPN-2% et OPN+2% dont la conductivité hydraulique saturée a été mesurée.

Ces essais ont été réalisés dans les buts suivants :

- ✓ Mettre en œuvre une technique de mesure de la perméabilité dans les dessiccateurs ;
- ✓ Suivre la variation de la conductivité hydraulique du matériau étudié en fonction de la succion.

4.4.1 Principe de l'essai

Le but de l'essai est de mesurer la conductivité hydraulique par échange d'eau entre l'échantillon et l'environnement ambiant soumis à une humidité contrôlée à contrainte mécanique nulle (Sayad-Gaidi, 2003 ; Taïbi et al., 2009, Gueddouda et al., 2016). Cet essai est effectué dans un dessiccateur à solution saline saturée. Les échanges d'eau sont déduits de la variation du poids de l'échantillon, mesuré en continu à l'aide d'une balance de précision 10^{-3} g.

Considérons un échantillon de sol (volume V , section A , longueur l) placé dans un dessiccateur. L'utilisation d'une solution saline saturée permet de maintenir une humidité relative H_0 constante et donc une succion u_{w0} déduite de la loi de Kelvin (Éq. 4:17).

À l'état initial, la pression interstitielle négative dans l'échantillon est s_0 . La succion imposée dans le dessiccateur par la solution saline saturée est s_1 . Une fois l'échantillon placé dans l'enceinte du dessiccateur, il est soumis à ses frontières à s_1 , soit un incrément de pression $\Delta s = s_1 - s_0$. Cet incrément de succion provoque un échange d'eau entre l'échantillon et l'atmosphère du dessiccateur jusqu'à ce que l'équilibre hydrique soit de nouveau atteint ($u_{w0} = u_{w1}$).

4.4.2 Dispositif de mesure et mode opératoire

Dans le but d'optimiser la durée des essais, les échantillons ont été coupés en galettes de 10 mm de hauteur et 40 mm de diamètre. Pour assurer un écoulement unidimensionnel (axial), l'échantillon est paraffiné sur son contour diamétral (Figure 4:27). Il est relié à une balance d'une précision de 10^{-3} g qui nous permet de suivre la variation de son poids dans le temps jusqu'à l'établissement de l'équilibre où la masse de l'échantillon ne varie plus. Le dispositif expérimental est schématisé sur la figure 4:28 et les étapes de confection des éprouvettes de sol sont présentées dans la figure 4:27.

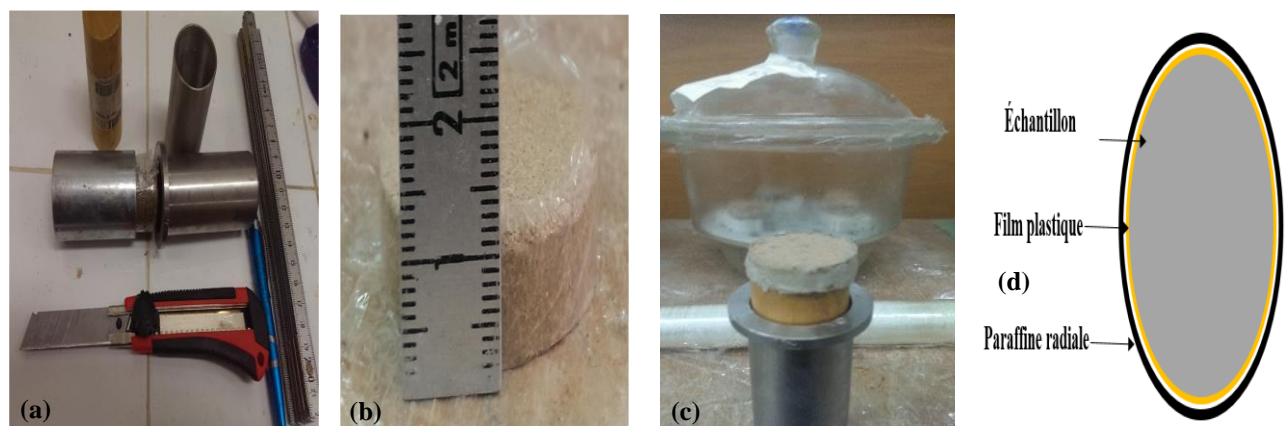


Figure 4:27 Schéma descriptif de confection des éprouvettes de $B_{10}SC_{20}T_{70}$: (a) : Découpage des échantillons, (b) : Mise de film plastique, (c) : paraffinage des échantillons, (d) les différentes couches sur le périmètre de l'échantillon.

Les échantillons sont soumis dans différents dessiccateurs, à différentes valeurs de succion (s_1) en utilisant plusieurs solutions salines saturées (Tableau 4:5, page 126). Ce processus nous permet d'obtenir les courbes de perméabilité sur les chemins suivants :

- ✓ Un chemin de drainage en imposant à l'échantillon des succions (s_1) croissantes ($\Delta s > 0$);
- ✓ Un chemin d'humidification en imposant à l'échantillon des succions (s_1) décroissantes ($\Delta s < 0$).

Avec : $\Delta s = s_1 - s_0$.

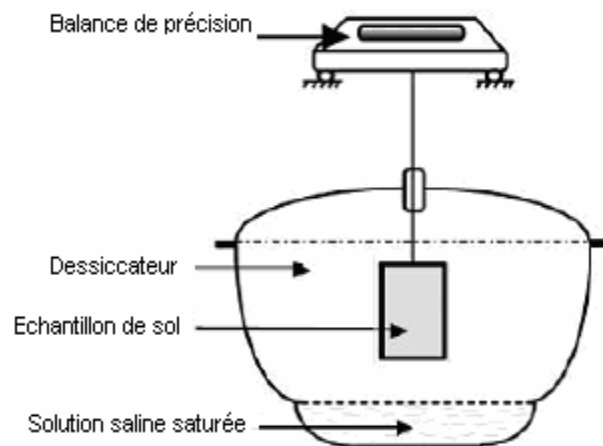


Figure 4:28 Schéma de principe de l'essai de perméabilité dans le dessiccateur (Sayad-Gaidi, 2003).

Les succions imposées varient de 2,7 MPa à 348 MPa.

Dans la présente étude, la succion imposée par la plupart des sels employés (Tableau 4:5, page 126) est pratiquement stable entre 15 et 25 °C. Ceci représente une marge acceptable vu la température régnante dans le laboratoire où les essais ont été effectués.

***Remarque**

Sayad-Gaidi (2003) a constaté que la pesée perturbe le taux d'humidité imposé par la solution saline saturée dans le dessiccateur. Pour contrôler cette perturbation, elle a placé un hygromètre à l'intérieur du dessiccateur. Les mesures réalisées ont montré qu'une durée moyenne de 5 heures était nécessaire pour restaurer le taux d'humidité. Elle a donc suggéré de ne pas faire plus de deux pesées par jour pendant les premiers temps de l'essai.

4.4.3 Méthode d'interprétation (citée par Sayad-Gaidi, 2003)

L'équation générale des transferts peut se mettre sous la forme (Éq. 4:19):

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \text{div} \left[D(\theta) \text{grad} \theta \right] + \frac{\partial k}{\partial z} \quad (4:19)$$

Pour un écoulement d'eau dirigé vers le haut suivant la direction OZ, l'équation devient (Éq. 4:20):

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} \right] \quad (4:20)$$

Avec (Éq. 2:18, Chapitre 2, page 41): $D(\theta) = k(\theta) \frac{\partial \Psi}{\partial \theta}$ et $\Psi = \frac{u_a - u_w}{\gamma_w} = \frac{s}{\gamma_w}$

Le terme de gravité est négligé du fait que le potentiel gravitaire est de l'ordre du centimètre alors que le potentiel hydrique peut varier entre 0 et plusieurs centaines de mètres de hauteur de colonne d'eau.

L'incrément de succion Δs doit être suffisamment faible pour :

- ✓ Admettre que la diffusivité D (et donc k) reste constante vue la faible variation de θ ;
- ✓ Admettre que θ varie linéairement avec le potentiel hydrique, donc pour un intervalle $\Delta\theta$ faible.

Nous présentons ici la résolution de l'équation différentielle dans le cas où l'échange de l'eau entre l'échantillon et l'enceinte se fait sur ses deux extrémités axiales (cas des expériences effectuées) (Figure 4:29).

- ✓ Les conditions initiales et aux limites $s(z, t)$:

$$(1) \quad \begin{cases} s(z, 0) = s_0 & \text{succion à l'instant } t = 0. \\ s(0, t) = s_1 & \text{succion appliquée par l'atmosphère du dessiccateur à la base de l'échantillon.} \\ s(l, t) = s_1 & \text{succion appliquée par l'atmosphère du dessiccateur à la tête de l'échantillon.} \end{cases}$$

Posons : $s^* = s - s_1 \Rightarrow$ On obtient $\frac{\partial s^*}{\partial t} = D_w \frac{\partial^2 s^*}{\partial z^2}$

Les conditions (1) deviennent :

$$(2) \quad \begin{cases} s^*(z, 0) = s(z, 0) - s_1 = s_0 - s_1 = \Delta s \\ s^*(l, t) = s(l, t) - s_1 = s_1 - s_1 = 0 \\ s^*(0, t) = s(0, t) - s_1 = s_1 - s_1 = 0 \end{cases}$$

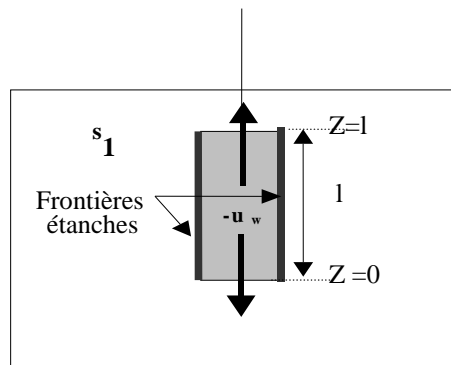


Figure 4:29 Schéma de principe de l'échange d'eau entre l'échantillon et l'enceinte du dessiccateur (Sayad-Gaidi, 2003).

4.4.4 Détermination de la quantité d'eau retenue dans l'échantillon $V_w(t)$ (Éq. 4:21,22)

$$V_w(t) = \int_0^l A \theta_w(z,t) dz \quad (4:21)$$

Avec : $\theta = \frac{V_w}{V_T}$ (V_T : volume de l'échantillon)

$$V_w(t) = V_{wT} \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} \exp \left[- \left[\frac{n\pi}{l} \right]^2 D t \right] \right] \quad (4:22)$$

Avec : V_{wT} : quantité d'eau totale échangée.

Gardner (1956) ne conserve que le premier terme de la série ($n=1$). L'expression s'écrit alors (Taïbi et al., 2009) (Éq. 4:23):

$$V_w(t) = V_{wT} \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \exp \left(- \frac{\pi^2}{l^2} D t \right) \right] \quad (4:23)$$

Soit Éq. 4:24:
$$\text{Ln}[V_{wT} - V_w(t)] = \text{Ln} \left(\frac{8V_{wT}}{\pi^2} \right) - \left(\frac{\pi^2}{l^2} D \right) t \quad (4:24)$$

Ln : désigne le logarithme népérien.

4.4.5 Détermination de la conductivité hydraulique non saturée par la méthode des dessiccateurs

- ✓ On présente l'évolution temporelle de la quantité $\text{Ln}(V_{wT} - V_w(t))$
- ✓ L'équation de la droite obtenue par régression nous fournit la valeur de D_w par la relation (Éq. 4:25):

$$D = \frac{l^2 M}{\pi^2} \quad (4:25)$$

Avec : M : pente de la droite ; l : la hauteur de l'échantillon.

La conductivité hydraulique non saturée k_w est donné par la relation suivante (Éq. 4:26):

$$k(\theta) = \frac{D(\theta)}{\frac{\partial u_w}{\partial \theta}} = \frac{D(\theta)}{\Delta u_w} \times \frac{V_{wT}}{V_T} \quad (4:26)$$

4.4.6 Résultats et discussions

Les pesées régulières de l'échantillon permettent de suivre la quantité d'eau échangée au cours du temps. Ces pesées sont poursuivies jusqu'à l'établissement de l'équilibre. À ce moment-là, la masse de l'échantillon ne varie plus (La durée de l'essai est de l'ordre de 90 jours).

On constate que la majeure partie de la quantité d'eau échangée entre l'échantillon et l'atmosphère du dessiccateur s'effectue au cours des premiers jours de l'essai (entre 10 et 15 jours) (Figure 4:30). Ces résultats sont en accord avec ceux de Sayad-Gaidi (2003) et Gueddouda et al. (2016).

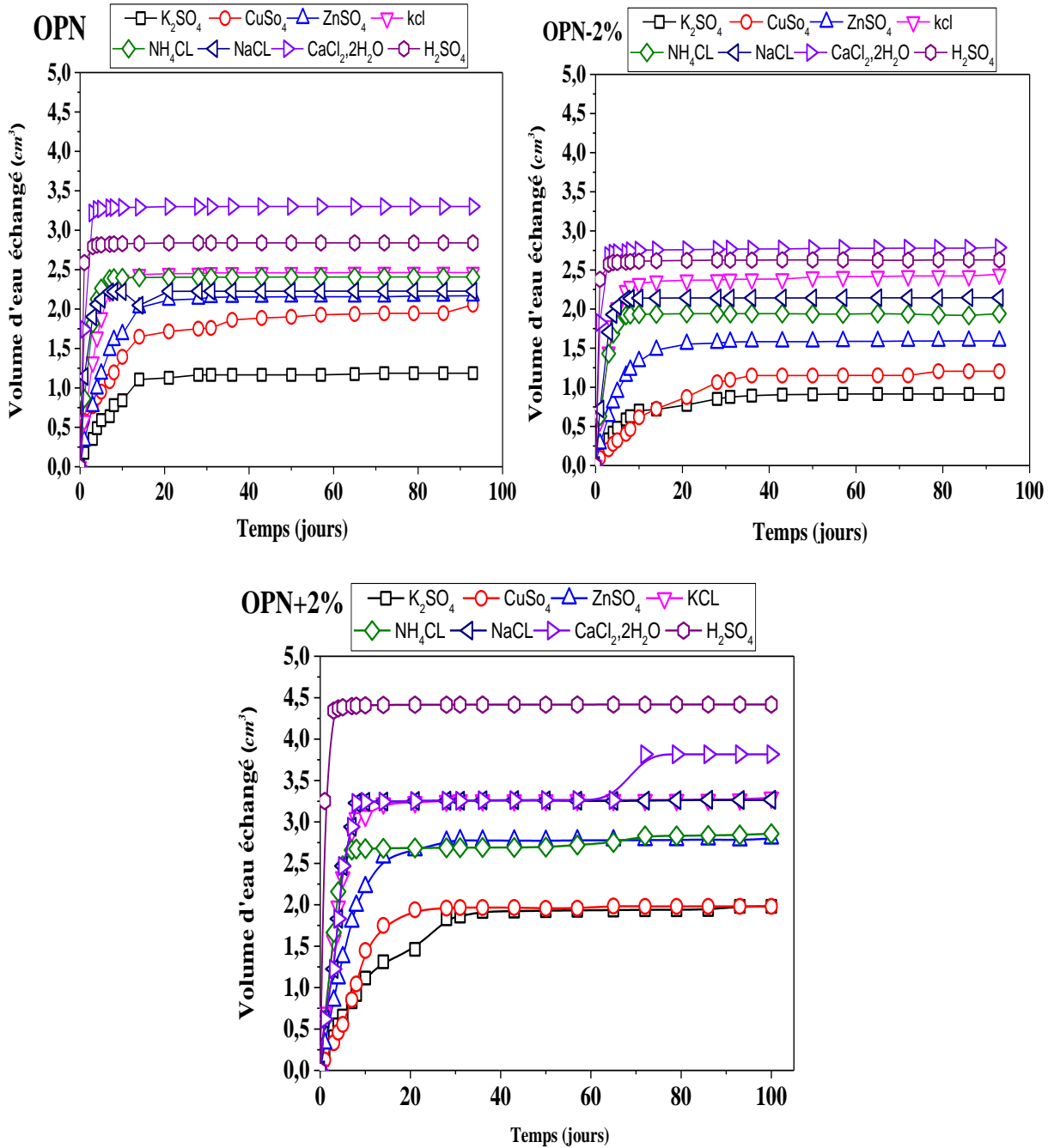


Figure 4:30 Variation du volume d'eau total des échantillons en fonction du temps pour différentes succions imposées.

Pour chaque échantillon, la conductivité hydraulique est déterminée analytiquement en représentant l'évolution de la quantité $\ln [V_{wT} - V_{w(t)}]$ en fonction du temps. Les résultats de cette évolution sont représentés sur les figures 4:31, 4:32 et 4:33.

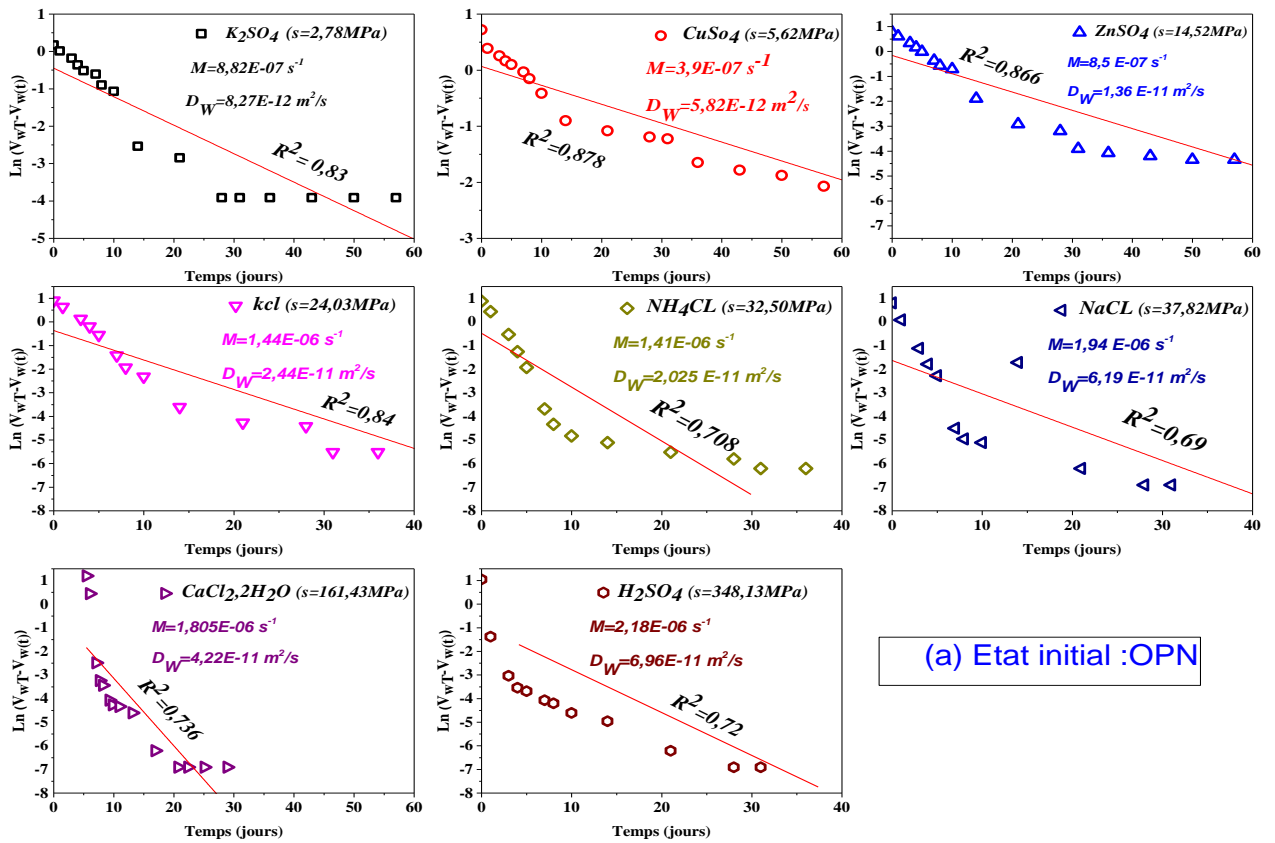


Figure 4:31 Variation du volume d'eau échangé ($\ln(V_{wT} - V_{w(t)})$) des échantillons compactés à l'OPN.

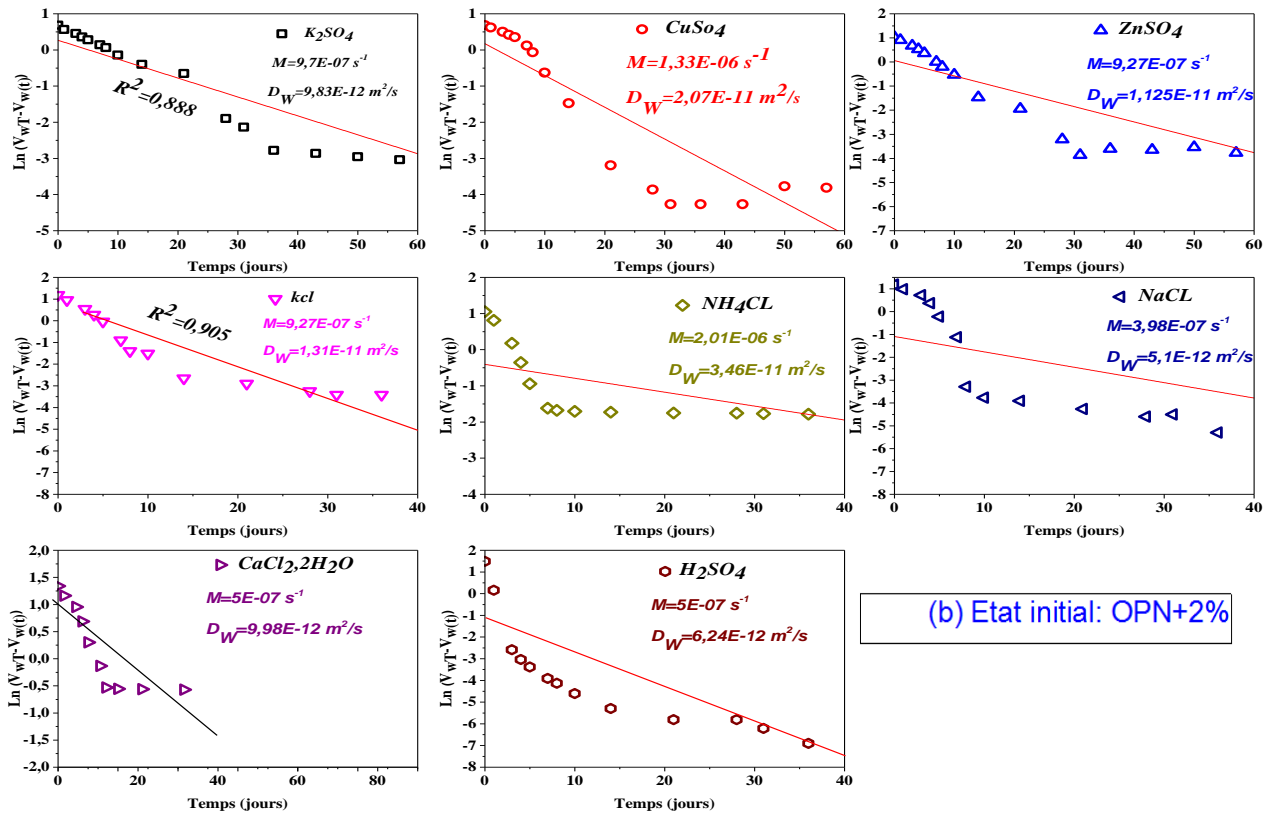


Figure 4:32 Variation du volume d'eau échangé ($\ln(V_{wT} - V_{w(t)})$) des échantillons compactés à l'OPN+2%.

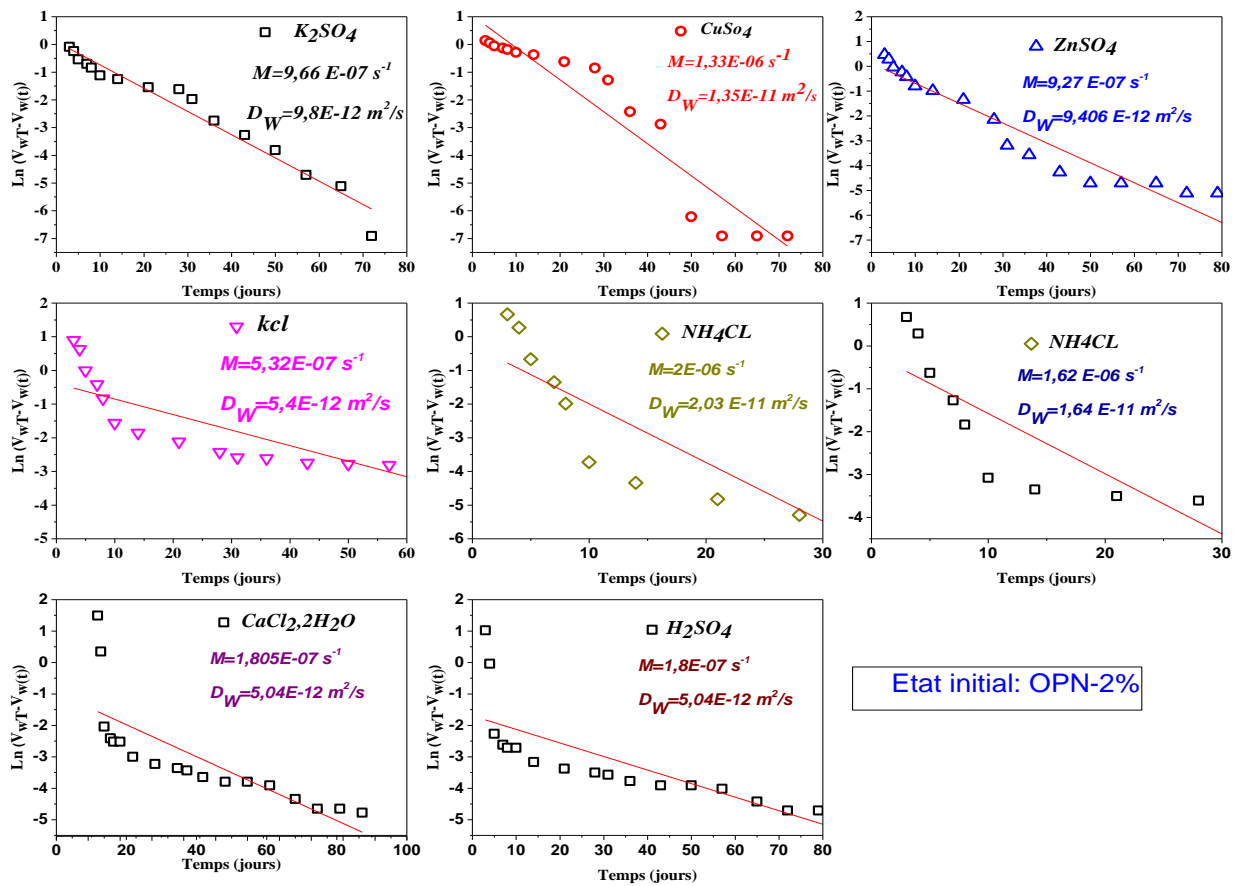


Figure 4:33 Variation du volume d'eau échangé ($\text{Ln}(V_{wT}-V_{w(t)})$) des échantillons compactés à l'OPN-2%.

Afin de suivre l'évolution de la conductivité hydraulique en fonction de la pression interstitielle négative, et du degré de saturation, des essais de perméabilité ont été réalisés à partir de 03 états initiaux imposés :

- ✓ Échantillon compacté à l'OPN ;
- ✓ Échantillon compacté à l'OPN-2% ;
- ✓ Échantillon compacté à l'OPN+2%.

Les figures 4:34 et 4:35 regroupent les résultats des essais effectués sur le mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ correspondant aux trois états initiaux imposés au matériau. La variation de la conductivité hydraulique est représentée dans les plans $[\log(s), \log(k)]$ et $[S_r, \log(k)]$.

Pour des succions $s < 10$ MPa, on peut voir que les mélanges compactés ont des valeurs de conductivité hydraulique qui sont substantiellement similaires. Pour des succions $s \geq 10$ MPa, la conductivité hydraulique non saturée tend vers un palier (Figures 4:34). En général, la conductivité hydraulique non saturée diminuée avec l'augmentation de la succion. Pour une succion de 348 MPa, la conductivité hydraulique non saturée est de l'ordre de 3×10^{-17} m/s pour les échantillons compactés à l'OPN et OPN-2% et elle est de l'ordre de 2×10^{-16} m/s pour l'échantillon compacté à l'OPN+2%. Les valeurs de la conductivité hydraulique non saturée sont très faibles (varient entre 10^{-14} m/s et 10^{-17} m/s).

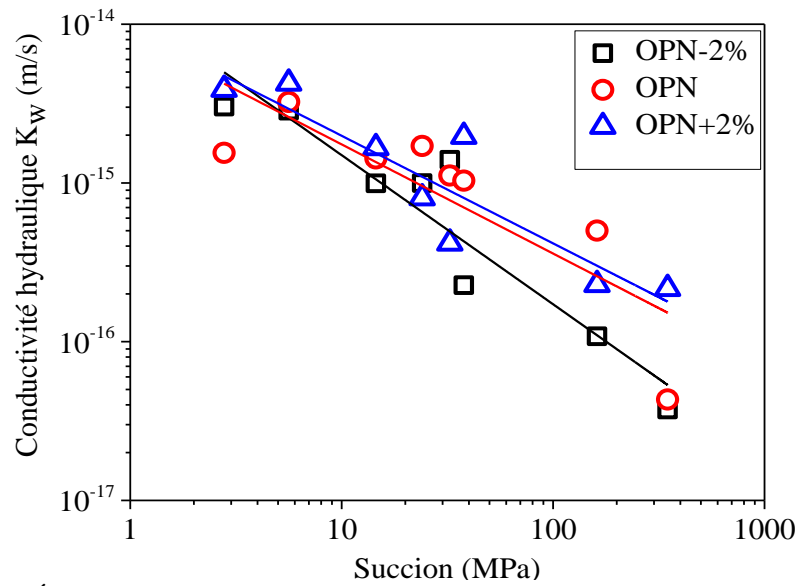


Figure 4:34 Évolution de la conductivité hydraulique en fonction de la succion imposée.

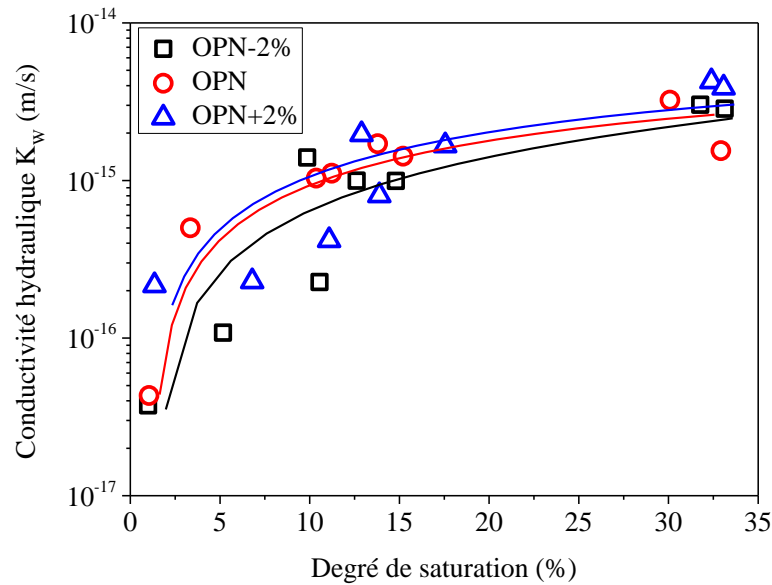


Figure 4:35 Évolution de la conductivité hydraulique en fonction de degré de saturation.

La figure 4:36 présente de l'évolution de la conductivité hydraulique dans le cas où on suppose qu'elle ne dépend que du degré de saturation. En partant d'un état saturé ($s=10\text{kPa}$, $k \approx k_{\text{sat}}$) (point A), la conductivité hydraulique reste quasi constante sur le chemin AB qui représente le domaine saturé en supposant que la succion n'induit pas de variation de volume de l'échantillon (la notion de contrainte effective de Terzaghi au cas des sols saturé à pression négative). Une fois la succion de désaturation atteinte s_d (point B), le degré de saturation chute légèrement dans le domaine quasi saturé puis décroît rapidement à partir de la pression interstitielle négative de la limite de retrait s_{SL} . Cette chute entraîne une décroissance de la conductivité hydraulique. Ceci est cohérent avec les résultats présentés par plusieurs auteurs (Ed Diny, 1993 ; Sayad-Gaidi, 2003 ; Gueddouda et al., 2016).

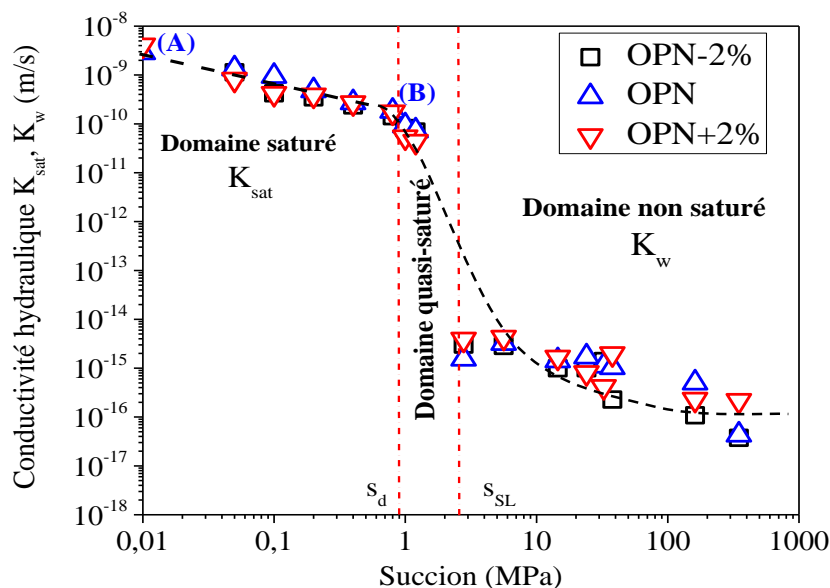


Figure 4:36 Évolution de la conductivité hydraulique en fonction de log (s).

✓ Remarque

On remarque des fissuration et destruction de quelques échantillons placés dans les dessiccateurs, notamment ceux placés dans le CH_3COOH (Annexe : 4).

4.5 Comportement mécanique du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$

La conception d'une barrière ouvragée compactée destinée pour les fonds d'installation de stockage des déchets ménagers nécessite la connaissance de son comportement mécanique dans l'état saturé. Une considération très importante pour la réalisation de cette barrière est la résistance au cisaillement du sol, qui diminue lorsque la teneur en eau augmente de façon significative au-delà de l'optimum (Sarsby, 2013).

Dans le comportement mécanique, nous présentons d'abord, les essais triaxiaux saturés dans les deux cas consolidés drainés (CD) et non drainés (CU) pour le mélange « $B_{10}SC_{20}T_{70}$ ». Les échantillons sont préparés dans les mêmes conditions.

4.5.1 Essais triaxiaux saturés

Le programme expérimental des essais triaxiaux saturés drainés (CD) et non drainés (CU), comprend trois étapes : saturation, consolidation et cisaillement.

4.5.1.1 Essais triaxiaux consolidés drainés (CD)

4.5.1.1.A Préparation des échantillons

Les échantillons du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ ont été préparés par compactage statique à doubles pistons à une densité sèche et une teneur en eau correspondant à l'Optimum Proctor Normal. La vitesse de compactage est de 1,27 mm/min. Les essais de cisaillement ont été réalisés sur trois échantillons. Les dimensions des échantillons sont caractérisées par un élancement de $H/D \approx 2$, $H = 78$ mm, $D = 38$ mm.

4.5.1.1.B Phase de saturation

Pour saturer les échantillons, nous avons procédé à deux phases. Les principales étapes à signaler sont :

- **Première phase de saturation**

La première phase de la saturation des échantillons est effectuée en appliquant une contrainte de confinement σ_3 ($\sigma_3=100kPa$) et une pression à la base de l'échantillon ($u_e=20 kPa$) de telle façon que la contrainte de confinement soit supérieure à la pression appliquée à la base pour maintenir l'échantillon (la pression à la sortie étant nulle $u_s=0$, robinet ouvert). Cette phase de saturation est nécessaire et permet le dégagement des bulles d'air existant dans l'échantillon, dans les tubes de connexions et entre la membrane et l'échantillon. Une confirmation visuelle de l'échappement des bulles d'air est nécessaire à travers le robinet de sortie où on voit un écoulement d'eau. Augmentation de la contrainte de confinement σ_3 et la pression à la base u_e progressivement tout en maintenant σ_3' constantes.

Les valeurs des contraintes et de pression sont : $\sigma_3 = 100kPa$; $u_e = 40 kPa$; $u_s = 0 kPa$

L'augmentation de la contrainte de confinement σ_3 et la pression à la base u_e progressivement tout en maintenant σ_3' constantes (tableau 4:7). Cette phase de saturation consiste à saturer l'échantillon par l'application par paliers d'une contre-pression, les étapes de cette procédure sont :

- ✓ Connexion des deux robinets (de sortie et d'entrée) par un Té en maintenant les pressions appliquées, c.-à-d., maintenir la contrainte moyenne effective constante (l'échantillon ne devient pas trop consolidé);
- ✓ Après une stabilisation qui dure à peu près une demi-heure ($u_e = u_s$), on procède de la manière suivante : augmentation de la contrainte de confinement et de la pression jusqu' à la stabilisation tout en maintenant la contrainte moyenne effective constante, la stabilisation est déduite de la courbe de la variation de volume en fonction du temps où on remarque un palier (Figure 4:37). Pour confirmer la saturation, l'opération est répétée en quatre phases. La valeur du coefficient B de Skempton est de 0,92 sous une contre-pression maximale de 500 kPa.

Tableau 4:7 Contre pressions appliquées pour la saturation (2^{ème} phase).

	σ_3 (kPa)	$U_e=U_s$ (kPa)	σ_3' (kPa)
Stabilisation et homogénéisation	100	40	60
Application par palier des contres pressions	260	200	60
	360	300	60
	460	400	60
	560	500	60

• **Remarque** : les pressions appliquées à la base doivent être supérieures à 400kPa (Taïbi, 1994), valeur qui est déduite expérimentalement et qui confirme la saturation de l'échantillon (valeur B de Skempton est voisine de 1), on permet ainsi de dissoudre les micros bulle d'air existant dans l'échantillon et qui sont coincées, de même pour les tubes. Huang et al. (2012) indique que pour arriver à un degré de saturation supérieure à 90% (cas d'un limon argileux compacté), il est nécessaire d'appliquer une contre-pression comprise entre 300 ~ 500 kPa.

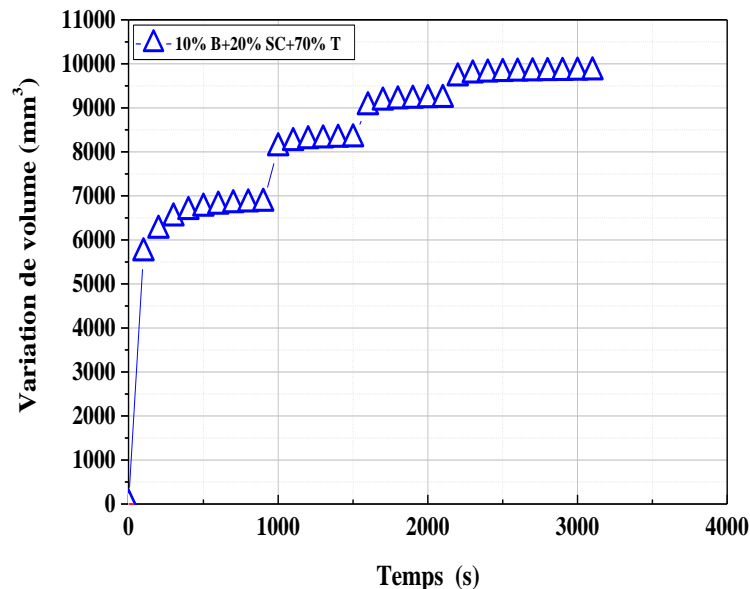


Figure 4:37 Variation du volume en fonction du temps de la deuxième phase de saturation : application de la contre-pression par paliers.

4.5.1.1.C Phase de consolidation

L'étape suivante avant le cisaillement de l'échantillon est la consolidation par palier, la procédure est la suivante:

- ✓ Maintiennent les robinets de sortie et d'entrée connectée et ouverte ;
- ✓ Application de contraintes des confinements supérieures à celles appliquées à la saturation tout en maintenant la pression à la base constante, dans ce cas-là, la contrainte effective moyenne augmente ;
- ✓ Augmentation de la contrainte de confinement (augmentation de la contrainte effective moyenne) par paliers (de préférence trois paliers ou plus) ;
- ✓ Arrêt de la consolidation à la contrainte effective moyenne désirée (Figure 4:38). En maintenant $u_e = u_s = 500\text{kPa}$, on augmente progressivement de σ'_3 .

Le tableau 4:8 donne les contraintes effectives de consolidation pour chaque échantillon. Chaque étape de consolidation est traduite par un palier dans la courbe de variation du volume en fonction du temps. La figure 4:38 montre les phases de consolidation pour les trois échantillons jusqu'à la contrainte effective de cisaillement désirée (200kPa, 400kPa et 550kPa).

Tableau 4:8 Contrainte moyenne effective appliquée pour la consolidation.

N° d'échantillon	σ_3 (kPa)	$U_e=U_s$ (kPa)	σ_3' (kPa)
Échantillon 1	600	500	100
	650	500	150
	700	500	200
Échantillon 2	750	500	250
	850	500	350
	900	500	400
Échantillon 3	950	500	450
	1000	500	500
	1050	500	550

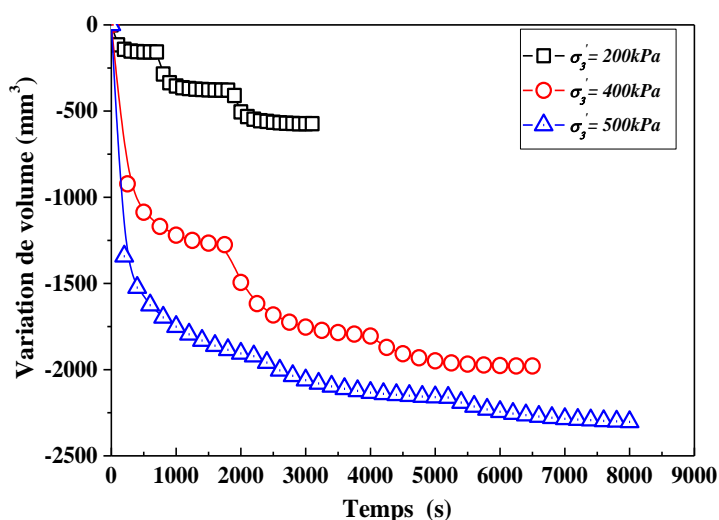


Figure 4:38 Courbes de consolidation des échantillons pour différentes contraintes effectives de confinement.

4.5.1.1.D Phase de cisaillement

Après la phase de consolidation, on passe à la phase de cisaillement sous une contrainte effective σ_3' . La contrainte moyenne effective a été maintenue constante pour les trois échantillons et le drainage des échantillons a été permis pendant le cisaillement. Cependant, les sols dont les conductivités hydrauliques sont relativement faibles nécessitent un cisaillement à faibles taux de déformation pour s'assurer que les pressions interstitielles des magnitudes négligeables dans des conditions drainées. Ainsi la vitesse de chargement peut être suffisamment lente pour produire des conditions drainées. L'échantillon est cisailé avec un chargement de 0,01 mm/min, où tous les robinets sont ouverts.

4.5.1.2 Essais triaxiaux consolidés non drainés (CU)

Pour l'essai de cisaillement non drainé, les échantillons ont été cisailés à des contraintes moyennes effectives de 50 kPa, 150kPa et 250kPa. La valeur du coefficient B de Skempton obtenue dans chaque essai est de 0,92 par une contre-pression de 630 kPa. L'échantillon est cisailé avec un chargement de 0,07 mm/min où tous les robinets de drainage sont fermes. Cet essai a été réalisé dans Laboratoire de Tribologie et Dynamique des Systèmes (École Nationale d'Ingénieurs de Saint-Étienne, France).

4.5.1.3 Présentation des résultats des essais de cisaillement (CD et CU)

4.5.1.3.A Résultats des essais triaxiaux CD

La photo de la figure 4:39, montre l'état des échantillons après la phase de cisaillement. On remarque à partir de cette photo que les plans de rupture apparaissent bien pour toutes les contraintes moyennes effectives.

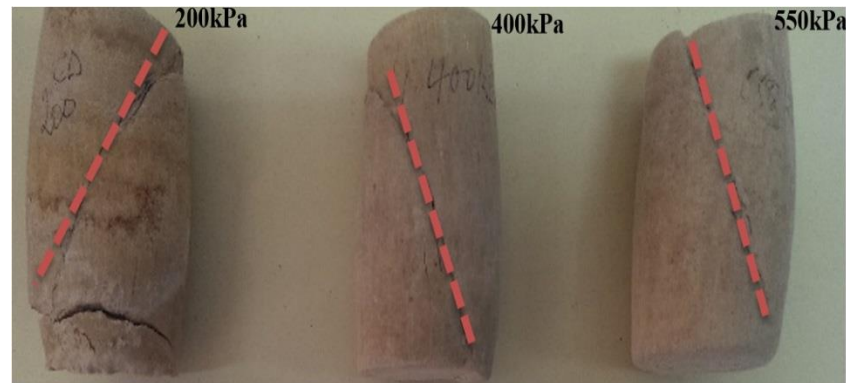


Figure 4:39 État des échantillons à la fin des essais de cisaillement CD sur le mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$.

Les comportements drainés du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ sur chemin triaxial sont représentés dans la figure 4:40 selon 5 plans suivantes : $[q, \varepsilon_1]$; $[q, p']$; $[\varepsilon_1, e]$; $[e, \log(p')]$; $[\varepsilon_1, \varepsilon_v]$.

Dans le plan $[\varepsilon_1-q]$ (Figure 4:40a), on remarque une augmentation importante de la contrainte déviatoire pour une très faible valeur de la déformation axiale ($\varepsilon_1 < 0,5\%$). Ceci traduit la rigidité initiale importante de l'état OPN, similaire à un comportement d'un échantillon surconsolidé à une contrainte de l'ordre de 1 MPa (Cuisinier, 2002 ; Lade, 2016). Cet état est suivi de déformations plastiques qui dans le cas général se poursuivent jusqu'à la rupture avec faire des plans de glissement (Figure 4:39).

Dans le plan $[p'-q]$ (Figure 4:40b), le déviateur des contraintes augmente de manière linéaire avec la contrainte moyenne effective p' avec une pente de $1/3$, jusqu'au maximum pour rejoindre la droite enveloppe des résistances maximales caractérisées par une pente $M_{\max} = 1,36$. Cette droite enveloppe se situe sur la ligne du critère de plasticité parfaite du même sol normalement consolidé, déterminé à partir des corrélations de Biarez et Favre (1975) basées sur les limites de liquidité. La valeur de M_{nc} égale de 1,14. La pente M_{\max} coupe l'axe du déviateur q en une valeur de $q_0 = 20\text{kPa}$. L'angle de frottement effectif est de $33,66^\circ$ et une cohésion faible de $C' = 10\text{kPa}$. Ce type de comportement est caractéristique des limons surconsolidés (φ' entre 28° à 34°) (Dahouib, 2016).

Dans les plans $[e - \varepsilon_1]$ et $[\log(p') - e]$ (Figure 4:40c,d), pendant l'écrasement, les indices des vides présentent une diminution jusqu'à rejoindre l'enveloppe des indices des vides finaux. Cette diminution de l'indice des vides se caractérise l'état d'un sol contractant. Dans le plan $[\log(p') - e]$, on remarque un palier droit avant la diminution. Les échantillons suivent un chemin pour rejoindre la droite d'état critique ou l'état de plasticité parfaite. En reliant les points finaux, on peut obtenir une droite de pente 0,113.

Dans les plans $[\epsilon_1 - \epsilon_v]$ (Figure 4:40e), on constate que les variations des déformations volumiques (ϵ_v) est inversement proportionnelle à la déformation axiale (ϵ_1). De plus, les courbes présentent une diminution continue de (ϵ_v) avec les déformations axiales (ϵ_1) jusqu'à ce qu'un palier droit soit obtenu après 10% des déformations axiales.

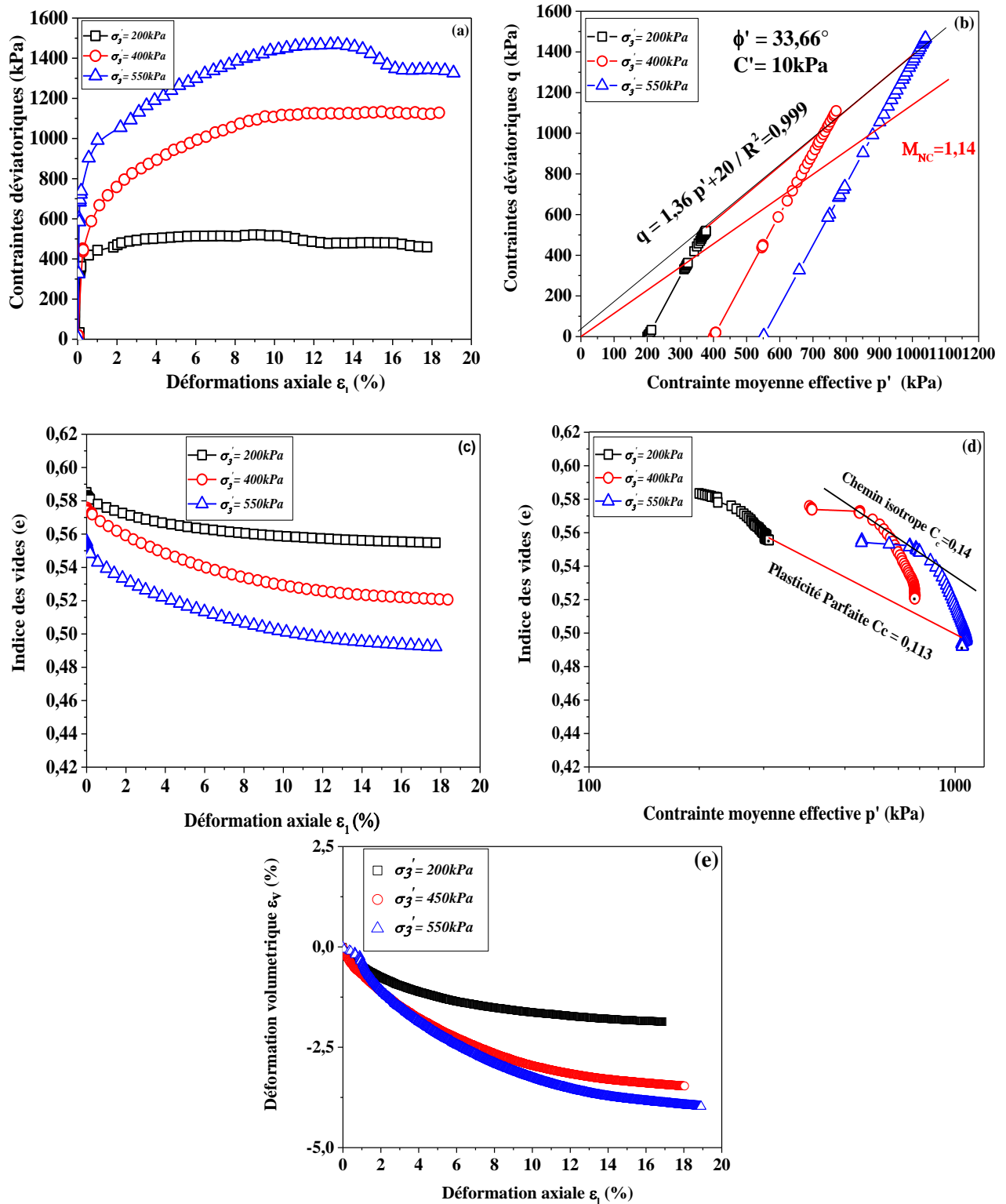


Figure 4:40 Comportement consolidé drainé du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$.

4.5.1.3.B Résultats des essais triaxiaux CU

Les essais CU ont été réalisés au Laboratoire de Tribologie et Dynamique des Systèmes (École Nationale d'Ingénieurs de Saint-Étienne, France). Les courbes ont été présentées pour les contraintes de 50kPa et 150kPa (pour la contrainte 250kPa : le fichier est endommagé).

La figure 4:41 montre la variation de la contrainte déviatorique q (kPa) en fonction des déformations axiales ε_i (%). Les sources d'erreur dans la détermination du module de déformation d'un essai triaxial sont prévisibles par le calcul d'erreur intégrant les incertitudes des systèmes de mesure de l'effort appliqué et du déplacement de l'éprouvette. Par contre, de nombreuses autres sources d'erreurs sont liées au déroulement de l'essai. Nous pouvons citer ici, par exemple, l'influence de la mise en place du système d'application de l'effort vertical sur le comportement contrainte – déformation.

Le fait d'utiliser un système d'application de l'effort par piston directement posé sur le chapeau avec une rotule semi-sphérique peut entraîner une partie plate avant la croissance de l'effort vertical en petites déformations. Ceci est dû au mauvais contact entre le piston et le chapeau au début de l'essai (Figure 4:41). La partie zoomée sera éliminée (les valeurs initiales de (q) et (ε_1) sont éliminées).

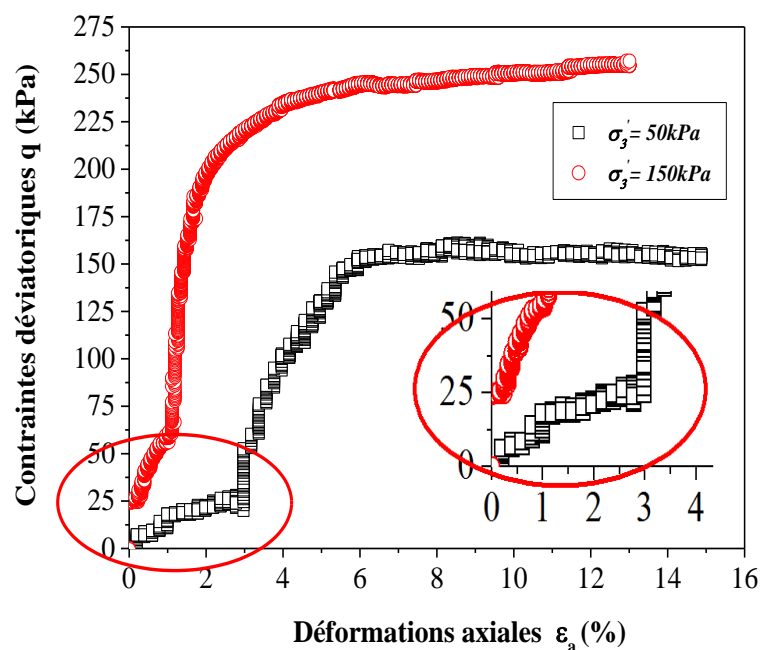


Figure 4:41 variation de la contrainte déviatorique en fonction des déformations axiales.

Pour interpréter les résultats de cet essai, on a tracé les courbes représentées dans la figure 4:42. Cette figure présente les résultats dans les plans $[\varepsilon_i - q]$; $[p' - q]$; $[\varepsilon_i - u]$; $[\log(p') - e]$.

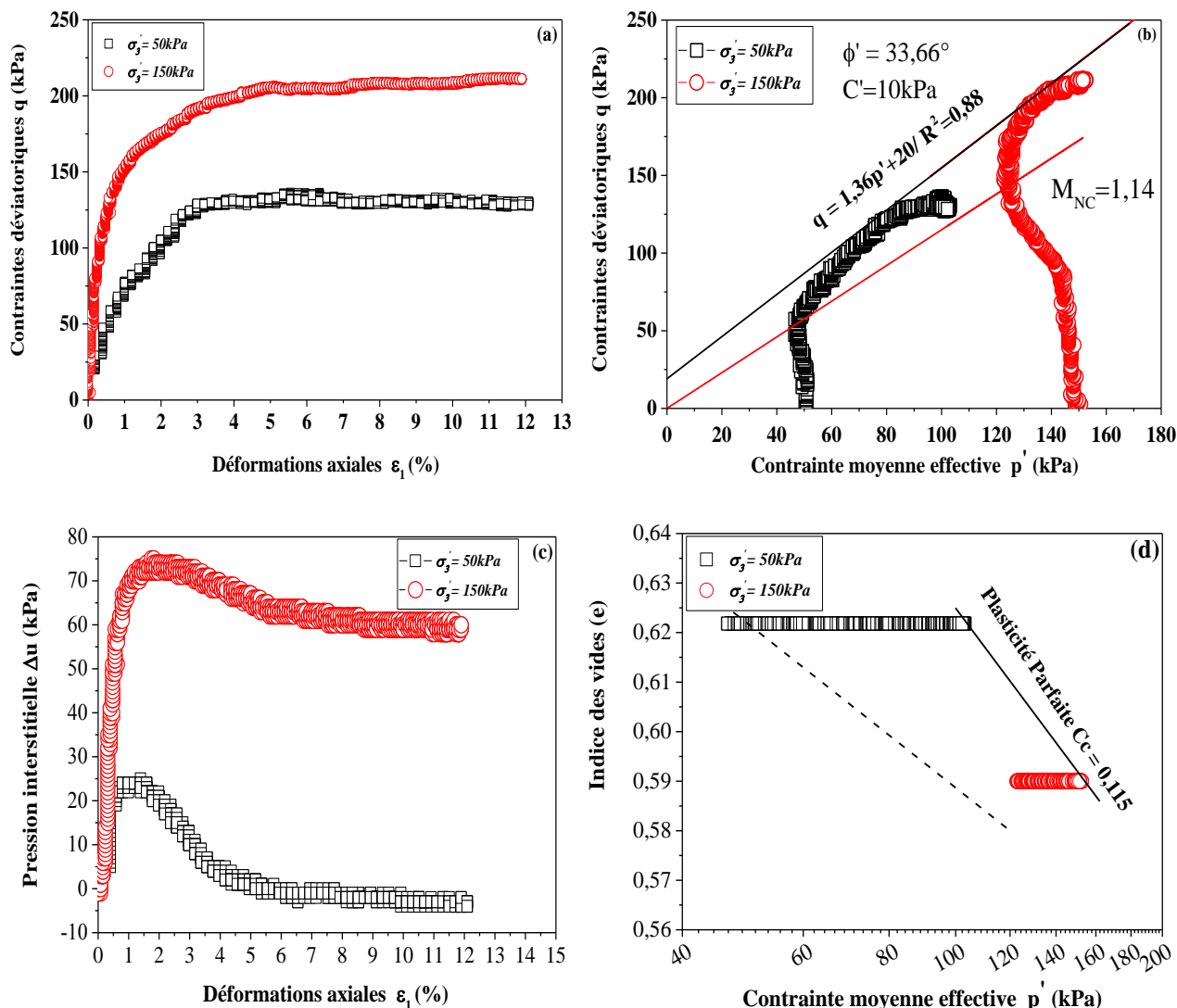


Figure 4:42 Essais triaxiaux CU du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ compacté.

Dans le plan $[\epsilon_1 - q]$ (Figure 4:42a), on remarque une augmentation importante de la contrainte déviatorique pour des valeurs de la déformation axiale ($\epsilon_1 < 1\%$). Cet état est suivi de déformations plastiques qui dans le cas général se poursuivent jusqu'à la rupture avec faire apparaître des paliers francs. Ce type de comportement est caractéristique des sols surconsolidés.

Dans le plan $[p' - q]$ (Figure 4:42b), les chemins suivis par les essais non drainés sont typiques de ce type de matériau. En effet, après une montée quasi verticale, les chemins s'incurvent vers la droite pour rejoindre la droite enveloppe des résistances maximales caractérisée par une pente $M_{max} = 1.36$. Cette droite enveloppe se situe sur le linge du critère de plasticité parfaite du même sol normalement consolidé, déterminé à partir des corrélations de (Biarez et Favre, 1975) avec $M_{NC} = 1.14$. La pente M_{max} coupe l'axe du déviateur q en une valeur de $q_0 = 20 \text{ kPa}$.

Dans les plans $[\epsilon_1 - u]$ (Figure 4:42c), on constate qu'il y a une augmentation suivie d'une diminution légère de la pression interstitielle ce qui nous indique que l'échantillon passe de l'état contractant à

l'état dilatant. Cette tendance au dilatant se traduit par une augmentation continue de la pression interstitielle, et donc une augmentation de la contrainte moyenne effective qui confère à l'échantillon une résistance qui croit.

Dans le plan [p' - e] (Figure 4:42d), on remarque que les échantillons suivent un chemin horizontal pour aller rejoindre la droite l'enveloppe des indices des vides finaux. En reliant les points finaux, on peut obtenir la droite d'état critique de pente 0,115.

4.5.1.4 Résumé des résultats

Les résultats des essais CU et CD ont permis de déterminer les valeurs de la cohésion effective C' et l'angle de frottement interne φ' à partir des valeurs de q₀ et de la pente M_{max} dans le plan [p' - q] tels que (Éq. 4:27,28):

$$M_{\max} = \frac{6 \cdot \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \quad (4:27)$$

$$q_0 = \frac{6 \cdot \cos \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \cdot C' \quad (4:28)$$

Les caractéristiques mécaniques du mélange B₁₀SC₂₀T₇₀ sont synthétisées dans le tableau 4:9.

Tableau 4:9 Caractéristiques mécaniques du mélange B₁₀SC₂₀T₇₀.

Type d'essai	Plan [p' - q]				Plan [log (p')-e]
	q ₀ (kPa)	M _{max}	φ'°	C' (kPa)	Pente de plasticité parfaite
CU	20	1,36	33	10	0,11
CD					

Dhouib et al. (2002) ont établi une corrélation bien répandue entre paramètres de cisaillement, consistent à appréhender l'évaluation de l'angle de frottement en fonction de l'indice de plasticité (I_P%). Cette corrélation offre une courbe de tendance exponentielle approximée par l'Éq. 4:29:

$$\varphi' = 34,7 \cdot e^{-0,0097 \cdot I_p} \quad (4:29)$$

L'indice de plasticité mesurée dans le mélange B₁₀SC₂₀T₇₀ est de 11,47% ; ce qui conduit, d'après l'équation 4:29, à un angle de frottement effectif φ' de 31,05°, aisément corroborés par la valeur mesurée à l'appareil triaxial (φ').

4.5.1.5 Module sécant E₅₀

Le module sécant E₅₀, est défini comme étant le module sécant pour une déformation ε₁₍₅₀₎ correspondant à 50 % de la résistance maximale (q_{max}). On remarque que le E₅₀ croit quand la contrainte moyenne effective augmente (Figure 4:43). Le module sécant E₅₀ est défini par l'Éq. 4:30:

$$E_{50} = \frac{q_{\max}/2}{\varepsilon_{50\%}} \quad (4:30)$$

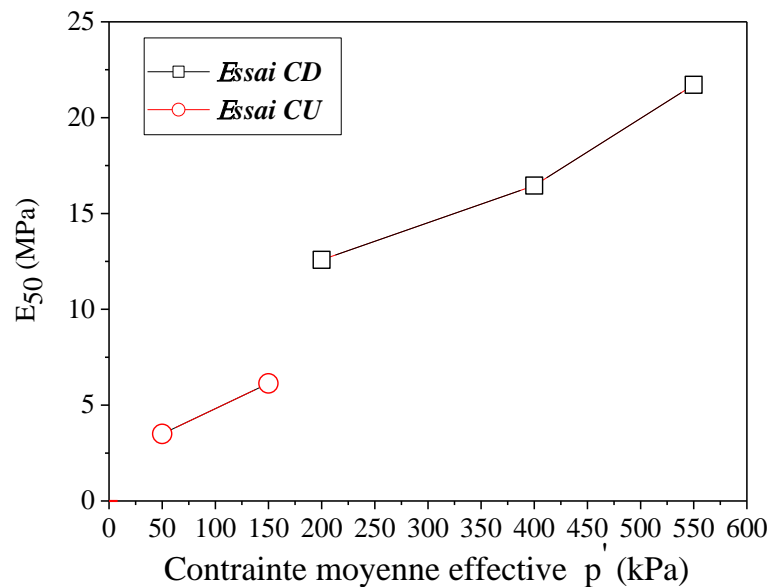


Figure 4:43 Variation du E_{50} en fonction de la contrainte moyenne effective des deux essais.

4.6 Conclusion

Plusieurs conclusions peuvent être tirées de ce chapitre. Les essais préliminaires basés sur le critère de conductivité hydraulique (essais œdométriques et les essais à charge variable) ont fait apparaître que la formulation composée de 10 % bentonite-20% sable calcaire-70% tuf ($B_{10}SC_{20}T_{70}$) satisfait ce critère pour la conception des barrières ouvragées des fonds des installations de stockage des déchets (ISD).

Les conductivités hydrauliques saturées à charge variable (parois rigides) dans les deux cas de saturation (eau et lixiviat) sont presque identiques. Pour un même mélange, les valeurs de la conductivité hydraulique obtenue dans le cas de l'eau sont légèrement inférieures à celle obtenue par le lixiviat. Les mesures de la conductivité hydraulique saturée sur le mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ réalisé avec l'appareil triaxial ont confirmé le choix de la formulation adoptée.

La conductivité hydraulique saturée du matériau compacté est peu sensible à la variation de la contrainte moyenne effective dans le domaine testé (de 0,1 à 0,8 MPa). Les valeurs de la conductivité hydraulique saturée obtenues à l'aide de l'appareil triaxial sont inférieures à celles obtenues à l'œdomètre, mais l'ordre de grandeur est conservé. Cependant, l'effet de la teneur en eau initiale sur la conductivité hydraulique saturée est faible.

Les courbes caractéristiques de sol-eau sur le mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ préparé initialement sous forme de pâte consolidée font apparaître un domaine quasi saturé jusqu'à une succion (s_d) de l'ordre de 0,09MPa. Au-delà de ce domaine, on observe une diminution importante d'indice des vides, du degré de saturation et de la teneur en eau jusqu'à une succion de limite de retrait (s_{SL}). Dans le cas du même matériau compacté initialement à l'OPN, OPN+2% et OPN-2%, le palier de limite de retrait est plus bas que celui de la pâte. En effet, on constate qu'une variation de la teneur en eau de 2% du côté sec et humide de l'OPN influe sur les courbes caractéristiques de sol-eau défini à l'OPN.

La conductivité hydraulique non saturée estimée ne change pas de manière significative avec une teneur en eau variant de 12,35% à 16,35%. Les résultats montrent que la valeur de la conductivité hydraulique non saturée diminue lorsque la teneur en eau diminue. La conductivité hydraulique non saturée du mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$ dans la gamme de succion entre 2,7 MPa à 348MPa varie de $4,0 \times 10^{-14}$ m/s à $3,0 \times 10^{-17}$ m/s.

Des essais triaxiaux saturés CU et CD ont été réalisés sur le mélange $B_{10}SC_{20}T_{70}$. Dans le cas des essais triaxiaux saturés CD et CU, on observe un état de déformations plastiques jusqu'à l'apparition d'un plan de rupture avec apparition de paliers francs dans le plan $[\varepsilon_1-q]$. Ce type de comportement est caractéristique des sols normalement consolidés. Par ailleurs, dans le plan $[p'-q]$, les chemins suivis rejoignent la même droite enveloppe de résistances maximales ($M_{max}=1,36$) correspondant à un angle de frottement de l'ordre de 33° . Cette valeur est conforme à l'ordre de grandeur recommandé pour les barrières ouvragées et les interfaces sols/géosynthétiques bentonitiques dans les ISD. (Garcin et al., 1998 ; ADEME, 1999).

Finalement, d'après les résultats du comportement hydrique et mécanique, nous pouvons avancer que la formulation $B_{10}SC_{20}T_{70}$ à base de sable calcaire, de tuf et de bentonite adoptée répond parfaitement aux exigences de la réglementation en vigueur du point de vue de la conductivité hydraulique et la résistance au cisaillement.

Conclusion générale

Cette étude entre dans le cadre de la valorisation des matériaux locaux pour la réalisation de barrières étanches à base de sable calcaire, tuf et de bentonite. Elle a des retombées essentiellement environnementales et économiques.

Plusieurs conclusions peuvent être émises à la suite de ce travail :

Les essais préliminaires basés sur le critère de conductivité hydraulique (essais oedométriques) par l'eau et le lixiviat ont fait apparaître que la formulation composée de 10 % bentonite- 20% sable calcaire-70% tuf (B₁₀SC₂₀T₇₀) satisfait ce critère pour la conception des barrières ouvragées des fonds des ISD. Ainsi que pour la résistance au cisaillement ($\varphi' = 30^\circ$) et la résistance à la compression ($R_c \geq 200 \text{ kPa}$).

Des mesures de la conductivité hydraulique saturée ont été réalisées à charge variable (paroi rigide) pour tous les mélanges par l'eau et le lixiviat. Une différence très fiable a été notée entre les mesures effectuées sur les deux solutions. Le mélange B₁₀SC₂₀T₇₀ présente la valeur minimale de la conductivité hydraulique ($1,97 \times 10^{-9} \text{ m/s}$). Les mesures directes (triaxial) de la conductivité hydraulique réalisée sur tous les mélanges en régime permanent ont permis de confirmer le choix du mélange dans le domaine de contraintes testées ($k_d < 10^{-9} \text{ m/s}$). La conductivité hydraulique saturée du matériau compacté est très peu sensible à la contrainte de confinement dans le domaine 100 -800 kPa.

Les valeurs de résistance à la compression non confinée R_{c28j} de tous les mélanges sont supérieures à 700kPa. La résistance R_c de tous les mélanges satisfait le critère pour les ISD ($R_c \geq 200 \text{ kPa}$).

La Courbe caractéristique sol-eau sur ce mélange B₁₀SC₂₀T₇₀ préparé initialement sous forme de pâte consolidée fait apparaître un domaine quasi saturé jusqu'à une succion (s_d) de l'ordre de 95 kPa. Au-delà de ce domaine, on observe une diminution importante de l'indice des vides, du degré de saturation et de la teneur en eau jusqu'à une succion de limite de retrait (s_{SL}). Dans le domaine des fortes suctions ($s > s_{SL}$), on observe une très faible variation dans le chemin de drainage. Dans le cas du même matériau compacté initialement à l'OPN, dans le plan $[\log s-e]$, la pente de gonflement est moins importante que celle de la pâte consolidée. Par ailleurs, on constate qu'une variation de la teneur en eau de 2% du côté sec et humide de l'OPN n'influe pas sur la Courbe caractéristique sol-eau défini à l'OPN.

La technique de mesure de la conductivité hydraulique non saturée dans les dessiccateurs présente l'avantage d'être simple à mettre en œuvre et requiert peu de moyens, mais elle nécessite des temps d'essais plus longs. D'une part, on a constaté que la majeure partie de la quantité d'eau échangée entre l'échantillon et l'atmosphère du dessiccateur s'effectue au cours des premiers jours de l'essai (<15 jours). D'autre part, la conductivité hydraulique tend vers un palier pour des suctions élevées ($s > 10 \text{ MPa}$).

Dans le cas des essais triaxiaux saturés CD et CU effectués sur le matériau B₁₀SC₂₀T₇₀ compacté à l'OPN, on observe un état de déformations plastiques jusqu'à la rupture avec l'apparition de paliers

francs dans le plan $[\varepsilon_1-q]$. Par ailleurs, dans le plan $[p'-q]$, les chemins suivis rejoignent la même droite enveloppe de résistances maximales (M_{\max}) correspondant à un angle de frottement de l'ordre de 33° . Cette valeur est conforme à l'ordre de grandeur recommandé pour les barrières ouvragées et les interfaces sols/géosynthétiques bentonitiques dans les ISD.

Finalement, on conclut que la formulation à base 10% bentonite-20% sable calcaire-70% tuf ($B_{10}SC_{20}T_{70}$) adoptée répond parfaitement aux exigences de la réglementation en vigueur et constitue un produit économique à base de matériaux locaux disponibles en abondance pour la conception des barrières des fonds des ISD.

On envisage d'exploiter les paramètres déterminés tout au long de ce travail, dans le cadre d'une modélisation aux limites. Cela permettra de vérifier la possibilité de réaliser des barrières ouvragées avec ce type de matériaux locaux.

Références

- AFNOR NF EN 933-8+A1. (2015). Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats - Partie 8 : évaluation des fines - Équivalent de sable.
- AFNOR NF P 94-048. (1996a). Sols : reconnaissance et essais—Détermination de la teneur en carbonate—Méthode du calcimètre. AFNOR, 11 p.
- AFNOR NF P 94-051. (1993a). Détermination des limites d'Atterberg—Limite de liquidité à la coupelle—Limite de plasticité au rouleau. AFNOR, 15 p.
- AFNOR NF P 94-056. (1996b). Sols : reconnaissance et essais—Analyse granulométrique—Méthode par tamisage à sec après lavage. AFNOR, 16 p.
- AFNOR NF P 94-057. (1992). Sols : reconnaissance et essais - Analyse granulométrique des sols - Méthode par sédimentation. AFNOR, 16 p.
- AFNOR NF P 94-068. (1998). Sols : reconnaissance et essais—mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux—Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tâche. AFNOR, 7 p.
- AFNOR NF P 94-070. (1994a). Sols : Reconnaissance et Essais - Essais à l'appareil triaxial de révolution - Généralités, définitions.
- AFNOR NF P 94-071-1. (1994b). Sols : reconnaissance et essais - Essai de cisaillement rectiligne à la boîte - Partie 1 : cisaillement direct.
- AFNOR NF P 98-230-2. (1993b). Essais relatifs aux chaussées - Préparation des matériaux traités aux liants hydrauliques ou non traités - Fabrication des éprouvettes de sables ou de sols fins par compression statique.
- AFNOR NF P94-420. (2000). Roches - Détermination de la résistance à la compression uniaxiale.
- AFNOR NF X 30-441. (2008). Déchets—Détermination en laboratoire du coefficient de la conductivité hydraulique à saturation d'un matériau—Essais de la conductivité hydraulique au perméamètre à paroi rigide à gradient hydraulique constant/variable. AFNOR.
- AFNOR NF P94-057. (1992). Sols : reconnaissance et essais - Analyse granulométrique des sols - Méthode par sédimentation.
- AFNOR NF P94-093. (1997a). Sols : reconnaissance et essais - Détermination des références de compactage d'un matériau - Essai Proctor normal. Essai Proctor modifié.
- AFNOR NF X15-119. (1999). Mesure de l'humidité de l'air - Générateurs d'air humide à solutions salines pour l'étalonnage des hygromètres.
- AFNOR XP P 94-090-1. (1997b). Sols : reconnaissance et essais—Essai oedométrique—Partie 1 : essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers. AFNOR, 24 p.
- Agency Environment. (2011). Earthworks in landfill engineering document LFE4. Environment Agency, Bristol.
- Agus, S. S., et Schanz, T. (2008). A method for predicting swelling pressure of compacted bentonites. *Acta Geotech*, 3 (2): 125–127.
- Aina, M. P. (2006). Expertises des centres d'enfouissement techniques de déchets urbains dans les PED : contributions à l'élaboration d'un guide méthodologique et à sa validation expérimentale sur sites. Thèse de doctorat en chimie et microbiologie de l'eau de l'Université de Limoges, 236p.
- Airey, D. W., et Wood, D. M. (1987). An evaluation of direct simple shear tests on clay, *Géotechnique*, 37 (1): 25–35.
- Aitchison, G. D. (1959). Relationship of moisture and effective stress functions in unsaturated soils, in pore pressure and suction. Eng. London, pp. 135-139.
- Ajdari, M., Habibagahi, G., et Masrouf, F. (2013). The role of suction and degree of saturation on the hydro-mechanical response of a dual porosity silt–bentonite mixture. *Applied Clay Science*, 83–84: 83–90.
- Akgün, H. (2010). Geotechnical Characterization and Performance Assessment of Bentonite/sand Mixtures for Underground Waste Repository Sealing. *Applied Clay Science*, 49(4): 394–99.
- Akgün, H., et Koçkar, M. K. (2018). Evaluation of a Sand Bentonite Mixture as a Shaft/borehole Sealing Material. *Applied Clay Science* (December):0–1. Retrieved (<http://dx.doi.org/10.1016/j.clay.2017.12.043>).

- Akgün, H., Koçkar, M. K., et Aktürk, Ö. (2006). Evaluation of a compacted bentonite/sand seal for underground waste repository isolation. *Environmental Geology*, 50: 331–337.
- Alawaji, H. A. (1999). Swell and compressibility characteristics of sand—bentonite mixtures inundated with liquids. *Appl. Clay Sci*, 15: 411–430.
- Alberta Environment. (1985). Design and construction of liners for Municipal Wastewater Stabilisation Ponds, Document préparé par Komex Consultant Inc.
- Alhyasat, A., Al-Nsourand, Z., et Majar, H. M. (2014). Country Report on the Solid Waste Management in JORDAN. Réseau régional d'échange d'informations et d'expertise dans le secteur des déchets dans les pays du Mashreq et du Maghreb. Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ) GmbH, 38p.
- Alkaya, D., et Esener, A. B. (2011). Usability of sand-bentonite-cement mixture in the construction of impermeable layer. *Scientific Research And Essays*, 6(21): 4492-4503.
- Alloul, B. (1981). Étude géologique et géotechnique des tufs calcaires et gypseux d'Algérie en vue de leur valorisation routière. Thèse de docteur de 3ème cycle de l'Université de Paris VI.
- Al-Mahdi, A. (2014). Country Report on the Solid Waste Management in YEMEN. Réseau régional d'échange d'informations et d'expertise dans le secteur des déchets dans les pays du Mashreq et du Maghreb. Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ) GmbH, 33p.
- Alonso, E. E., Gens, A., et Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Geotechnique*, 40(3): 405-430.
- Ammeri, A. (2009). Contribution à l'étude expérimentale et numérique du comportement d'un limon sollicité en traction : Approche par éléments discrets. Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier - Grenoble 1.
- Amokrane, A. (1994). Épuration des lixiviats de décharges. Prétraitement par coagulation-floculation. Traitement par osmose inverse. Post-traitement par incinération. Thèse de Doctorat, INSA de Lyon, France, 286 p.
- Amraoui, N. (1996). Etude des phénomènes d'infiltration dans des sols non saturés. Institut National Polytechnique de Lorraine, 321 p.
- ANRH, Agence Nationale des Ressources Hydriques. (2003). Carte Pluviométrique de l'Algérie du Nord, à l'échelle 1:500.000 et Notice Explicative, ANRH, Algérie.
- Aran, C. (2001). Modélisation des écoulements de fluides et des transferts de chaleur au sein des déchets ménagers. Application à la réinjection de lixiviat dans un centre de stockage. Thèse de Doctorat. INP Toulouse, 242p.
- Arasan, S. (2010). Effect of Chemicals on Geotechnical Properties of Clay Liners: A Review. *Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology*, 2(8): 765-775.
- Arifin, Y. F. (2008). Thermo-hydro-mechanical Behavior of Compacted Bentonite Sand Mixtures: An Experimental Study. Verlag der Bauhaus-Univ.
- Arifin, Y. F., Agus, S., et Schanz, T. (2006). Temperature Effects on Suction Characteristic Curve of Bentonite-Sand Mixtures. Fourth International Conference on Unsaturated Soils. DOI: 10.1061/40802(189)108.
- ASTM C837-99. (1984). Standard Test Method for Methylene Blue Index of Clay, American Society for Testing and Materials.
- ASTM D 52980-094. (1995). Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper, vol. 4.09, pp. 154–159.
- ASTM D4972–01. (2007). Standard test method for pH of soils. ASTM International, West Conshohocken.
- ASTM D854. (2014). Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer.
- Aubertin, M., Bussiere, B., Monzon, M., Joanes, A., Gagnon, D., Barbera, J., Aachib, M., Bedard, C., Chapuis, R., et Bernier, L. (1999). Etude sur les barrières seches construites a partir des residus miniers. Phase II: essais en place, Ecole Polytechnique de Montreal.
- Ayininuola, G. M., Agbede, O. A., et Franklin, S. O. (2009). Influence of calcium sulphate on subsoil cohesion and angle of friction. *Journal of Applied Sciences Research*, 5:297–304.
- Barral, C. (2008). Étude des transferts d'eau et de gaz dans les géomatériaux argileux utilisés dans les couvertures des Installations de Stockage de Déchets Non Dangereux (ISDND). Thèse de Doctorat à l'INSA de Lyon, 282 p.

- Barzegar, A. R., Oades, J. M., Rengasamy, P., et Giles, L. (1994). Effect of sodicity and salinity on disaggregation and tensile-strength of an alfisol under different cropping systems. *Soil & tillage research*, 32(4): 329-345.
- Ben Dhia, M. H. (1983). Les encroûtements calcaires en Tunisie et dans le monde. *Bull. de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, 126 :5-14.
- Berezantsev, V. G., Kcenofontov, A. I., Platonov, E. V., Sidorov, N. N., et Yaroshenko, V. A. (1961). Mécanique des sols et fondations (en russe : Mekhanika gruntov, osnovaniya i fundamenti). Moscou, Éditions du Ministère des Voies de Communications, Transzheldorizdat, 340 p.
- Bezzar, A., François, D., et Ghomari, F. (2010). Geochemical study of clays used as barriers in landfills. *CR Geosci*, 342(9):695–700.
- Biarez J., et Hicher, P. (1990). Lois de comportement des sols remaniés et des matériaux granulaires, Approche expérimentale modélisation mécanique, 3e édition, École centrale de Paris.
- Biarez, J., et Favre, J. L. (1975). Parameters filing and statistical analysis of data in soils mechanics. Dans *Proceedings of the 2nd International Conference on Applications Statistics and Probability in Soil and Structural Engineering*, Aachen, Allemagne, 15– 18 septembre 1975. Deutsche Gesellschaft fur Erd-und Grundbau e.V., Essen, Allemagne, 2 :249–264.
- Bishop, A. W., et Donald, I. B. (1961). The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus. In: *Proceedings 5th ICSMFE*, vol 1. Paris, pp 13–21.
- Bouaoun, M. (2014). Rapport Sur La Gestion Des Déchets Solides En TUNISIE. Réseau régional d'échange d'informations et d'expertise dans le secteur des déchets dans les pays du Mashreq et du Maghreb. Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ) GmbH, 58p.
- Boudjemaa, D. (2015). 124 Centre d'enfouissement technique en Algerie. Ministre de l'Aménagement du territoire et de l'environnement. *Journal of djazaïress*, 23/03/2015. <https://www.djazairress.com/akhbarelyoum/136957>.
- Boulanger, M. V. (2015). Performance D'une Couverture Avec Effets de Barrière Capillaire Fait de Mélanges Gravier-Bentonite Pour Contrôler La Migration D'oxygène En Conditions Nordiques. Université de MONTRÉAL. Département Des Génies Civil, Géologique Et, and D. E. S. Mines, 196p.
- Braja, M. Das. (2005). *Fundamentals of Geotechnical Engineering*.
- Brooks, R. H., et Corey, A. T. (1964). Hydraulic properties of porous media. Hydrology paper 3. Fort Collins: Colorado State University.
- Brooks, R. H., et Corey, A. T. (1966). Properties of porous media affecting fluid flow. *Journal of the Irrigation and Drainage Division, American Society of Civil Engineers*, vol. 72(IR2), 61-68 p.
- Bruce, R., et Klute, A. (1956). The measurement of soil moisture diffusivity. *Soil Sci Soc Am Proc*, 20:458-462.
- Burdine, N. T. (1953). Relative permeability calculations from pore size distribution data. *Trans. Am. Inst. Min. Metall. Pet. Eng*, 198: 71–78.
- Burgos, P., Madejón, E., Pérez-de-Mora, A., et Cabrera, F. (2008). Horizontal and vertical variability of soil properties in a trace element contaminated area. *Int. J. Appl. Earth Obs.* 10 (1): 11–25.
- Bussière, B. (2007). Colloquium 2004: Hydrogeotechnical properties of hard rock tailings from metal mines and emerging geoenvironmental disposal approaches. *Canadian Geotechnical Journal*, 44: 1019-1052.
- Callot, G., Chamayou, H., et Dupuis, M. (1978). Variations du pH de la solution de matériaux calcaires en relation avec la dynamique de l'eau. *Eléments d'analyse d'un système carbonaté*. *Ann. Agron*, 29 (1):37-57.
- Carman, P. C. (1956). *Flow of Gases Through Porous Media*. Academic Publishers, New York.
- Carrier, W. D., et Beckman, J. F. (1984). Correlations between index tests and properties of remoulded clays. *Géotechnique*, 34(2): 211–228.
- Carter, M., et Bentley, S. P. (1991). *Correlations of soil properties*, Pentech Press, London. Fugro Engineers BV, (1999), "Geotechnical parameters and analysis", Geotechnical report (Caspian Sea). (unpublished).
- Castellanos, E., Villar, M. V., Romero, E., Lloret, A., et Gens, A. (2008). Chemical impact on the hydro-mechanical behaviour of high-density FEBEX bentonite. *Phys. Chem. Earth, Parts A/B/C* 33, S516–S526. doi: 10.1016/j.pce.2008.10.056 .
- Chalermyanont, T., et Arrykul, S. (2005). Compacted sand-bentonite mixtures for hydraulic containment liners. *Songklanakarin J. Sci. Technol*, 27(2): 313-323.

- Chapuis, R. P. (1990). Sand-Bentonite liners: predicting permeability from laboratory tests. *Can. Geotech. J.*, 27:47–57.
- Chapuis, R. P. (2002). The 2000 R.M. Hardy Lecture: Full-scale hydraulic performance of soil– bentonite and compacted clay liners. *Can. Geotech. J.*, 39: 417-439.
- Chapuis, R. P. (2004). Predicting the saturated hydraulic conductivity of sand and gravel using effective diameter and void ratio. *Can. Geotech. J.*, 41(5): 787–795.
- Chen, F. H. (1988). Foundations on expansive soils. *Developments in Geotechnical Engineering*, vol 54. Elsevier Publishing Co., Amsterdam, 464 p.
- Chen, J., Li, Z., Zaho, X., et Li, H. (2011). Experimental study of bentonite–soil mixtures as antiseepage materials of constructed wetlands. *J Environ Sci Health A Tox Hazard Subst Environ Eng*, 46(7): 729–735.
- Cho, W. J., Lee, J. O., et Chun, K. S. (1999). The temperature effects on hydraulic conductivity of compacted bentonite. *Appl. Clay Sci.* 14, Nos 1–3, 47–58.
- Cho, W. J., Lee, J. O., et Kang, C. H. (2000). Influence of temperature elevation on the sealing performance of a potential buffer material for a high-level radioactive waste repository. *Annals of Nuclear Energy*, 27(14) : 1271-1284.
- Christensen, T. H., Kjeldsen, P., Bjerg, P. L., et al. (2001). Biogeochemistry of landfill leachate plumes. *Appl. Geochem*, 16: 659–718.
- Colombier, G. (1988). Tufs et encroûtements calcaires : Utilisations routières. Synthèse, ISTE.
- Comité français des Géosynthétiques. (2011). Recommandations pour l’utilisation des géosynthétiques bentonitiques en installations de stockage de déchets, 85p.
- Costet, J., et Sanglerat, G. (1981). Cours pratiques de mécanique des sols, plasticité et calcul des tassements. 3ème Edition Dunod, pp, 283.
- Cui, H. B., Sun, D. A., Matsuoka, H., et Xu, Y. F. (2004). Swelling characteristics of sand–bentonite mixtures under one-dimensional stress. *Proceedings of JSCE*, (764/III-76), 275–285 (in Japanese).
- Cui, Y. J. (1993). Étude du comportement d’un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élasto-plastique. Thèse de Doctorat de l’École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Cui, Y. J., et Delage, P. (1996). Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt. *Géotechnique*, 46(2): 291-311.
- Cui, Y. J., Tang, A. M., Loiseau, C., et Delage, P. (2008). Determining the unsaturated hydraulic conductivity of a compacted sand-bentonite mixture under constant-volume and free-swell conditions. *Phys Chem Earth A/B/C*, 33(Supplement 1):462–S471.
- Cui, Y. J., Yahia-Aissa, M., et Delage, P. (2002). A model for the volume change behavior of heavily compacted swelling clays. *Eng. Geol.*, 64: 233–250.
- Cui, Y. J., Yahia-Aissa, M., et Delage, P. (2002). A model for the volume change behavior of heavily compacted swelling clays. *Engineering Geology*, 64: 233-250.
- Cuisinier, O. (2002). Comportement hydromécanique des sols gonflants compactés. (Ph.D. Thesis) I.N.P.L., Nancy University.
- D’Appolonia, D. J. (1980). Soil-bentonite slurry trench cutoffs. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 106(4): 399-417.
- Dafalla, M., Shaker, A. A., Elkady, T., et al. (2015). Effects of confining pressure and effective stress on hydraulic conductivity of sand-clay mixtures. *Arab. J. Geosci*, 8: 9993–10001.
- Daniel, D. E. (1983). Permeability test for unsaturated soil. *Geotechnical Testing J*, 6(2):81-86.
- Daniel, D. E. (1993). Clay liners. In: Daniel, D.E. Ed, *Geotech. Practice for Waste Disposal*, Chapman & Hall, London, England, pp. 137–163.
- Daoud, F. Z. (1996). Perméabilité des sols fins compactés. Thèse de doctorat, I.N.P.L, Nancy, 177 p.
- Delage, P. (2002). Experimental unsaturated soil mechanics. *Proc. 3rd Int. Conf. on Unsaturated Soils, UNSAT’2002*, (eds. Juca J.F.T., De Campos T.M.P., Marinho F.A.M.), Recife, Brazil, Balkema, 3. 973-996. (1.2.1).
- Delage, P., et al. (2006). Ageing effects in a compacted bentonite: a microstructure ap- proach. *Géotechnique*, 56 (5): 291–304.
- Delage, P., et Cui, Y. J. (2000). L’eau dans les sols non saturés, Art. C 301. *Traité Construction*, volume C 2. Collection documentaire technique et scientifique, Ed. Techniques de l’Ing., Paris, 20 p.
- Delage, P., Howat, M. D., et Cui, Y. J. (1998). The relationship between suction and the swelling properties in a heavily compacted swelling clay. *Engineering Geology*, vol. 50:31-48.

- Delage, P., Romero, E., et Tarantino, S. (2008). Recent developments in the techniques of controlling and measuring suction in unsaturated soils. Keynote Lecture, Proc. 1st Eur. Conf. on Unsaturated Soils, Durham, CRC Press, 33-52. (1.2.1).
- Delage, P., Suraj de Silva, G. P. R., et de Laure, E. (1987). Un nouvel appareil triaxial pour les sols non saturés. Proc. 9th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Dublin, 1: 25–28.
- 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 expansive soils, Dallas, pp 206-211.
- Demdoum A., Gueddouda M.K., Goual I., et Berkak, H. (2018). Effect of Liquid Type on the Hydraulic Characteristic of Compacted Local Geomaterials for Use as Hydraulic Barriers. In: Abdelbaki B., Safi B., Saidi M. (eds) Proceedings of the Third International Symposium on Materials and Sustainable Development. SMSD 2017. Springer, Cham.
- Demdoum, A., Gueddouda, M. K., et Goual, I. (2017). Effect of Water and Leachate on Hydraulic Behavior of Compacted Bentonite, Calcareous Sand and Tuff Mixtures for Use as Landfill Liners. *Geotechnical and Geological Engineering*, 35(6): 2677–2696.
- Demdoum, A., Gueddouda, M. K., Goual, I., et Benabed, B. (2016a). Geotechnical characterization of geomaterial blends with Bentonite of Maghnia for use as landfill liners. *Journal of Materials, Processes and Environment*, 4(2): 48-54.
- Demdoum, A., Gueddouda, M. K., Goual, I., et Souli, H. (2016b). Performance hydromécanique des barrières ouvragées à base de tuf, sable calcaire et bentonite utilisé en fond des centres de stockage des déchets. INNOVATION & VALORISATION EN GÉNIE CIVIL & MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION INVACO, 15 et 16 décembre 2016, Tunisie.
- Demers, I. (2008). Performance d'une barrière à l'oxygène constituée de résidus miniers faiblement sulfureux pour contrôler la production de drainage minier acide. Université du Québec en Abitibi-Témiscamingue.
- Derras, A. (2011). Comportement des barrières ouvragées dans les centres de stockage de déchets. Mémoire de Magister, université de Tlemcen, Algérie.
- Dhouib, A. (2016). Géotechnique appliquée aux projets de construction. Presses Ponts et Chaussées, 1041 p.
- Dhouib, A., Zerhouni, M., et Glandute, L. (2002). Analyse des variations et corrélation entre paramètres des sols à partir des essais en laboratoire. Symposium international PARAM 2002 Presses de l'ENPC-LCPC. 2-3 Septembre 2002, p. 471-474.
- Dineen, K., et Burland, J. B. (1995). A new approach to osmotically controlled oedometer testing. Proc. 1st Int. Conf on Unsaturated Soils UNSAT'95, Paris, 2: 459-465.
- Direction de l'environnement-Laghout. (2013). Statistique de centre d'enfouissement technique de la wilaya de Laghouat.
- Direction générale des mines. (2009). Bilan des activités minières. Edition 2010.
- Dixon, D. A., Graham, J., et Gray, M. N. (1999). Hydraulic conductivity of clays in confined tests under low hydraulic gradients. *Can. Geotech. J.*, 36 (5): 815–825.
- Djedid, A., Bekkouche, A., et Aissa Mamoune, S. M. (2001). Identification et prévision du gonflement de quelques sols de la région de Tlemcen (Algérie). France : Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 233: 67-75.
- Dupin, H. J., et McCarty, P. L. (2000). Impact of colony morphologies and disinfection on biological clogging in porous media. *Environ. Sci. Technol.*, 34(8): 1513–1520.
- Dutta, J., et Mishra, A. K. (2016). Consolidation behaviour of bentonites in the presence of salt solutions. *Appl. Clay Sci*, Elsevier, 120: 61-69.
- Ed Diny, S. (1993). Étude expérimentale des transferts hydriques et du comportement mécanique d'un limon non saturé. Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy, France, 177 pages.
- Ed Diny, S., Masrouri, F., et Tisot, J. P. (1993). Détermination de la conductivité hydraulique d'un limon non saturé. *Revue Française de Géotechnique*, 62:67-74.
- Eid, J., Taibi, S., Lefebvre, A., et Dandjinou, J. E. (2015). Le traitement des Sols à la chaux et aux liants hydrauliques-Aspects Physico-Chimiques. In Rencontres Universitaires de Génie Civil.
- Ejjaaouani, H. (2006). Comportement des sols gonflants lors de l'humidification. *Revue Marocaine du Génie Civil*, 116: 2-15.
- El-Sohby, M. A., et El-Sayed, A. R. (1981). Some Factors Affecting Swelling of Clayey Soils. *J. Geotech. Engrg*, 12: 19–39.

- EPA. (2008). Planning for disaster debris. United States Environmental Protection; Agency (EPA). Available at: <http://www.epa.gov/osw/conservation/rrr/imr/cdm/pubs/disaster.htm>.
- Evans, E. A., et Quigley, R. M. (1992). Permeation of sand–bentonite mixtures with municipal waste leachate. Proceedings of 45th Canadian Geotechnical Conference. pp. 68r1–68r8.
- Fall, M., Célestin, J. C., et Han, F. S. (2009). Suitability of bentonite-paste tailings mixtures as engineering barrier material for mine waste containment facilities. *Minerals Engineering*, 22: 840-848.
- Farah, T., Souli, H., Fleureau, J. M., Kermouche, G., Fry, J. J., Girard, B., Aelbrecht D., Lambert, J., et Harkes, M. (2016). Durability of Bioclogging Treatment of Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001503.
- Fenzy, E. (1966). Particularité de la technique routière au Sahara. *Revue générale des routes et aérodromes*, 411: 57-71.
- Fernandez, M. J. A., Pastor, M., Mira, P., Tonni, L., Herreros, M. I., Gonzales, E., et Tamagnini, R. (2004). Modelling of diffuse failure mechanisms of catastrophic landslides. *Computers methods in applied mechanics and engineering*, 193:2911–2939.
- Fleureau, J. M., Kheirbek-Saoud, S., Soemitro, R., et Taibi, S. (1993). Behavior of clayey soils on drying-wetting paths. *Can. Geotech. J.*, 30: 287-296.
- Foreman, D.E., et Daniel. D.E. (1986). Permeation of compacted clay with organic chemicals. *J. Geotech. Eng.*, 112(7): 669-681.
- Francisca, F., et Glatsteina, D. A. (2010). Long term hydraulic conductivity of compacted soils permeated with landfill leachate. *Appl Clay Sci*, 49:187–193.
- Fredlund, D. G., et Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. A Wiley- Interscience Publication, John Wiley & Sons, Inc, 517p.
- Fredlund, D. G., et Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Can. Geotech. J.*, (31): 521-532.
- Fredlund, D. G., Xing, A., et Huang, S. (1994). Predicting of the permeability function for unsaturated soil using the soil– water characteristic curve. *Can. Geotech. J.*, 31:533–546.
- Garcin, P., Faure, Y. H., et Gourc, J. P. (1998). Stabilité sur pente d’un dispositif d’étanchéité avec Géosynthétique Bentonitique (GSB). *GEO-BENTO 98*, Paris, INSA-Tech Editeur, 2-3 février.
- Gardner, W. H. (1965). Water content. III. *Methods of Soil Analysis*. Amer. Soc. Agron. Monograph 9. pp. 82-127.
- Gardner, W. R. (1958). Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from water table. *Soil Science*, 85: 228-232.
- Gee, G. W., et Hillel, D. (1988). Groundwater recharge in arid regions: review and critique of estimation methods. *Hydrol. Process*, 2 (3): 255–266.
- Gettinby, J. H. (1999). The composition of landfill leachate and its interaction with compacted clay liners. PhD thesis, Manchester University (Bolton Institute), Manchester.
- Ghambaza, M.S., Gueye, B., et Zoubir, B. (2014). Influence of Grain Size Coarse Soil on Shear Strength. *MATEC Web of Conferences*, 11, 03009.
- Glatsteina, D. A., et Francisca, F.M. (2014). Hydraulic Conductivity of Compacted Soils Controlled by Microbial Activity. *Environmental Technology*, 35(15):1886–92.
- Gleason, M. H., Daniel, D. E., et Eykholt, G. R. (1997). Calcium and sodium bentonite for hydraulic containment applications. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123: 438-445.
- Gomes Correia, A., 1985. Contribution à l’étude mécanique des sols soumis à des chargements cycliques. Thèse de docteur, Université Bordeaux I, France.
- Goual, I. (2012). Comportement mécanique et hydrique d’un mélange de tuf et de sable calcaire de la région de Laghouat : Application en construction routière. Thèse de Doctorat. Université ABOUBAKR Belkaid – TLEMEN.
- Goual, I., Goual, M. S., Taibi, S., & Abou-Bekr, N. (2012). Amélioration des propriétés d’un tuf naturel utilisé en technique routière saharienne par ajout d’un sable calcaire. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 16(6): 744-763.
- Grim, R. E., et Guren, N. (1978). *Bentonites developments in Sedimentology*, 24. Elsevier Publ.Co.
- Gueddouda, M. K. (2011). Comportement hydro-mécanique des sols compactés : Application à la conception d’une barrière ouvragée, sable de dune – bentonite. Thèse de doctorat, Université Aboubakr Belkaid, Tlemcen, Algérie, 249 p.

- Gueddouda, M. K., Abou-Bekr, N., Taibi, S., et Lamara, M. (2010). Comportement hydrique et Mécanique d'un mélange sable de dune-bentonite. *Europ. Jour.Envir.Civil. Eng*, 10:25-47.
- Gueddouda, M. K., Abou-bekr, N., Taibi, S., Wang, H. Q., Lmara, M., Goual, I., et Goual, M. S. (2009) 'Comportement sur chemin drainage humidification de mélange sable de dune – bentonite', *Sols non saturés et environnement*. Tlemcen, pp.176-191.
- Gueddouda, M. K., Goual, I., Benabed, B., et al. (2016). Hydraulic properties of dune sand-bentonite mixtures of watertight barriers for hazardous waste facilities. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8(4):541–550.
- Gueddouda, M. K., Goual, I., et Benabed, B. (2013). Effet de chaux, ciment et sel sur le potentiel de gonflement des argiles gonflantes des régions arides en Algérie. *Eur. J. Environ. Civil Eng*, 17(5): 315–328 (Taylor and Francis).
- Gueddouda, M. K., Lamara, M., Aboubaker, N., et Said, T. (2008). Hydraulic conductivity and shear strength of dune sand– bentonite mixtures. *EJGE*, 13 :1–15 (Bundle).
- Güney, Y., Koparal, S., et Aydilek, A. H. (2008). Sepiolite as an alternative liner material in municipal solid waste landfills. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134 (8): 1166– 1180.
- Guyonnet, D., Côme, B., Ouvry, J. F., et Barrès, M. (1998). Concepts de stockage de déchets. Un essai de définitions dans une logique d'impact. In : *Déchets-Science et Techniques*, 9: 39-44.
- Hamidi, A., Habibagahi, G., et Ajdari, M. (2013). A modified osmotic direct shear apparatus for testing unsaturated soils. *ASTM, Geotech. Test. J*, 36 (1): 1–10.
- Hannachi, A. (1981). Relation entre aquifères profonds et superficiels. *Hydrogéologie de la vallée de l'Oued M'Zi, à l'Est de Laghouat*, thèse 3ème cycle, Grenoble, 227 p.
- Harun, N.S., Rahman, AZ., Rahim, AS., Lihan, T., Idris, R.M.W. (2013) Effects of leachate on geotechnical characteristics of sandy clay soil. *AIP Conf Proc* 1571:530–536.
- Hazen, A. (1892). Some physical properties of sands and gravels, with special reference to their use in filtration, *Massachusetts State Board of Health*, No. 34, pp. 539–556.
- Head, K. H. (1986). *Manual of Soil Laboratory Testing*, Vol. 3, Effective Stress Tests, Pentech Press, London.
- Heineck, K. S., Lemos, R. G., Flores, I. A. A., et Consoli, N. C. (2010). Influence of Particle Morphology on the Hydraulic Behavior of Coal Ash and Sand. *Geotechnical and Geological Engineering*, 28: 325-335.
- Higgs, S. N. B. (1988). Methylene blue adsorption as a rapid and economical method of detecting smectite, *ASTM, Geotechnical Testing Journal*, 11(1): 68-71.
- Hillel, D. (1998). *Environmental soil physics*. Academic Press, 801 p.
- Ho, D. Y. F., et Fredlund, D. G. (1982). Increase in strength due to suction for two Hong Kong soils. *Proceedings of the ASCE specialty conference on engineering and construction in tropical and residual soils, Hawaii*, pp. 263–295.
- Holtz, R. D., et Kovacs, W. D. (1991). *Introduction à la géotechnique* (Traduit de l'anglais par J. Lafleur). Éditions de l'École Polytechnique de Montréal : 794p.
- Houston, S. L., Houston, W., et Wagner, A. M. (1994). Laboratory filter paper suction measurements. *Geotech Test J*, 17:185–194.
- Huang, B., Wang, Q. J., Ling, D.S., Ding, H., et Chen, Y.-M. (2012). Effects of back pressure on shear strength of saturated sand in triaxial tests. *Yantu Gongcheng Xuebao/Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 34:1313-1319.
- Imaizumi, S., Wataru, M., Takahashi, N., et Doi, Y. (2009). Estimation of critical ratio of bentonite addition to tuff sand. *J Mater Cycles Waste Manag*, 11:299–304.
- Iraivaniana, A. (2015). *Hydro-Mechanical Properties of Compacted Sand-bentonite Mixtures Enhanced with Cement*. Doctoral thesis in Civil Engineering. Eastern Mediterranean University. Gazimağusa, North Cyprus, 201 p.
- Iraivaniana, A., et Bilsel, H. (2014). Strength Characterization of Sand-Bentonite Mixtures and the Effect of Cement Additive. *Marine Georesources & Geotechnology*, 34(3):210–18.
- Jasmund, K., et Lagaly, G. (Hrsg). (1993). *Tonminerale und Tone*. Darmstadt, Steinkopff.
- Jaynes, D. B. (1990). Temperature variations effect on field-measured infiltration. *Soil Sci Soc Am J*, 54: 305–312.
- Jennings, J. E. B. et Burland, J. B. (1962). Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. *Geotechnique*, 12, No.2, 125–144.

- Kassiff, G., et Benshalom, A. (1971). Experimental relationship between swell pressure and suction. *Géotechnique*, 21:245-255.
- Kaufhold, S., Dohrmann, et al. (2008). The pH of Aqueous Bentonite Suspensions. *Clays and Clay Minerals*, 56: 338-343.
- Kehila, Y. (2014). Rapport Sur La Gestion Des Déchets Solides En Algérie. Réseau régional d'échange d'informations et d'expertise dans le secteur des déchets dans les pays du Mashreq et du Maghreb. Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ) GmbH, 46p.
- Kenney, T. C., Van Veen, W. A., Swallow, M. A., et Sungaila, M. A. (1992). Hydraulic conductivity of compacted bentonite-sand mixture. *Can. Geotech. J.*, 29: 364–374.
- Khan, F. S., Shahid, A., Mavinakere, E. R., et Ryan, C. (2014). Compressive Strength of Compacted Clay-Sand Mixes. *Advances in Materials Science and Engineering*, vol. 2014, Article ID 921815, 6 p. doi:10.1155/2014/921815.
- Koch, D. (2002). Bentonites as a basic material for technical base liners and site encapsulation cut-off walls. *Applied Clay Science*. 21:1-11.
- Khodary, S. M., Negm, A. M., et Tawfik, A. (2018). Geotechnical properties of the soils contaminated with oils, landfill leachate, and fertilizers. *Arabian Journal of Geosciences*, 11(2), 13.
- Koerner, R. M., et Daniel, D. E. (1997). Final Covers for Solid Waste Landfills and Abandoned Dumps. American Society of Civil Engineers.
- Komine, H. (2004). Simplified evaluation on hydraulic conductivities of sand–bentonite mixture backfill. *Applied Clay Science*, 26 (1–4): 13–19.
- Komine, H., et Ogata, N. (2003). New equations for swelling characteristics of bentonite-based buffer materials. *Can. Geotech. J.*, 40: 460-475.
- Kouloughli, S. (2007). Étude expérimentale des mélanges sable bentonite - leurs performances comme barrières de confinement dans les CET. Thèse de Doctorat. Université Mentouri Constantine. Available: http://bu.umc.edu.dz/md/index.php?lvl=notice_display&id=618.
- Kouloughli, S., et BenCheikh Lehocine, M. (2007). Étude des mélanges Sable-Bentonite utilisés dans la construction de barrières de confinement de déchets solides. *Sciences and Technologie*, 25:34–42.
- Krahn, J., Price, V. E., et Morgenstern, N. R. (1971). Slope Stability Computer for Morgenstern-Price Methode of Analysis. User's Manual No. 14, University of Alberta, Edmonton, Alberta.
- Kunze R.J., et Kikham D. (1962). Simplified accounting for membrane impedance in capillary conductivity determinations. *Soil Science Society of America Proceedings*, 26: 421-426.
- Ladd, R. S. (1978). Preparing test specimens using undercompaction. *Geotechnical Testing Journal*, 1(1): 16–23.
- Lade, P. V. (2016). Triaxial Testing of Soils. John Wiley & Sons, west Sussex.
- Laird, D. A. (2006). Influence of layer charge on swelling of smectites. *Applied Clay Science*, 34: 74-87.
- Lamara, M. (2008). Etude et Modélisation du Comportement Hydromécanique des Sols non Saturés. Thèse de doctorat, Université Houari Boumediene, Alger.
- Lamara, M., Gueddouda, M. K., et Benabed. B. (2006). Physical and chemical stabilization of expansive soil. *Revue Francais de Géotechnique*, (115):25-35.
- Lambe, T. W. (1958). The Structure of Compacted Clay, *J. Soil Mech. Found. Div. ASCE*, vol. 84, No. 1655, SM2, pp. 1-35.
- Laribi, S., Jouffrey, B., et Fleureau, J. M. (2005). On observation of freeze-dried smectite plane views of nanolayers. *Applied Physics Letters*, 86-1.
- Li, B., Li, L., et Grace, J. R. (2015). Adsorption and hydraulic conductivity of landfill-leachate perfluorinated compounds in bentonite barrier mixtures. *J Environ Manag*, 156:236–243.
- Li, J. S., Xue, Q., et Wang, P. (2013). Influence of leachate pollution on mechanical properties of compacted clay: a case study on behaviors and mechanisms [J]. *Engineering Geology*, 167: 128–133.
- Li, X. R., Yao, Z. X., et Cao, Z. B. (2004). Study on physical and mechanical property variation of polluted erosive foundation soils in typical district of Jinan. *Rock Soil Mech*, 25 (8): 1229–1235.
- Liu, H. L., Zhu, C. P., et Zhang, X. L. (2008). Fundamental physical properties of soil polluted by acid and alkali in laboratory. *Chin. J. Geotech. Eng*, 30(8): 1213–1217.
- Loualbia, H., Sebaibi, Y., Duc, M., Goual, I., et Feia, S. (2016). Effect of Different Drying Methods on the Mechanical Behavior and the Microstructure of an Algerian Compacted Limestone Crust. *Journal of Adhesion Science and Technology*, 42-43:1–16.

- Loÿe, M-D. (2013). Impact sanitaire et environnemental du traitement des déchets. CERES-ERTI, disponible: www.environnement.ens.fr/IMG/.../Exposé%20Déchets%20Loÿe%2024-10-2013.pdf.
- Low, P. F. (1961). Physical chemistry of clay-water interactions. *Advan. Agron.* 13: 269-327.
- Lu, N., et Likos, W. J. (2004). *Unsaturated Soil Mechanics*. Wiley, 569 p.
- M³bodj, O., Ariguib, N. K., Ayadi, M. T., et Magnin, A. (2004). Plastic and elastic properties of the systems interstratified clay-water-electrolyte-xanthan. *J. Colloid Interface Sci.* 273: 675-684.
- Madjoudj, N. (2001). Caractérisation du comportement en traction des sols argileux pour les barrières de centres de stockage de déchets, Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier - Grenoble 1: 2001, 227 p.
- Madsen, F. T., et Mitchell, J. K. (1989). Chemical effects on clay hydraulic conductivity and their determination. Zürich: *Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik*, 135p.
- Manca, D. (2015). Hydro-chemo-mechanical characterisation of sand/bentonite mixtures, with a focus on the water and gas transport properties. Ph.D. Thesis. École polytechnique fédérale de Lausanne.
- Masrouri, F. (1996). Comportement hydro-mécanique des sols polyphasiques. Mémoire d'habilitation à diriger des recherches, INPL, Nancy, 134 p.
- Masrouri, F., Bicalho, K. V., et Kawai, K. (2008). Laboratory Hydraulic Testing in Unsaturated Soils. *Geotechnical and Geological Engineering* 26:691-704.
- MATE: Ministère de l'Aménagement du Territoire, de l'Environnement et du Tourisme Algérien. (2005). Guide Algériens pour la conception de C.E.T des déchets ménagers.
- MATE: Ministère de l'Aménagement du Territoire, de l'Environnement et du Tourisme Algérien, (2013). Guide technique Algériens de la gestion des déchets ménagers.
- Mathew, P.K., et Rao, S.N. (1997). Influence of cations on compressibility behavior of a marine clay. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 123: 1071-1073.
- McGown, A., et Collins, K. (1975). The microfabrics of some expansive and collapsing soils. *Proceedings of 5th Panamerican Conference, vol 1 Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires*, pp. 323-332.
- McQueen, I. S., et Miller, R. F. (1974). Calibration and evaluation of a wide-range gravimetric method for measuring moisture stress. *Soil Science*, 106(3): 225-231.
- Metreveli, G., et Frimmel, F. H. (2007). Influence of Na-bentonite colloids on the transport of heavy metals in porous media, *Colloidal Transport in Porous Media*. Springer, pp. 29-53.
- Miller, E. E., et Elrick, D. E. (1958). Dynamic determination of capillary conductivity extended for non-negligible membrane impedance. *Soil Sci. Soc. Amer. Proc.* 22, pp. 483-486.
- Mishra, A. K., Dhawan, S., et Rao, S. M. (2008). Analysis of swelling and shrinkage behavior of compacted clays. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26: 289-298.
- Mishra, A. K., Ohtsubo, M., Li, L., et Higashi, T. (2011). Controlling factors of the swelling of various bentonites and their correlations with the hydraulic conductivity of soil-bentonite mixtures. *Appl. Clay. Sci.* 52(1-2): 78-84.
- Mitchell, J. K. (1976). *Fundamentals of soil behavior*. John Wiley & Sons, New York.
- Mitchell, J. K. (1993). *Fundamentals of soil behavior*, 2nd edn. Wiley, New York, 437p.
- Mitchell, J., Hooper, D., et Campanella, R. (1965). Permeability of compacted clay. *Journal of Soil Mechanics and foundation Division, ASCE*, 91:41-65.
- Mollins, L. H., Stewart, D. I., et Cousens, T. W. (1996). Predicting the Properties of Bentonite-Sand Mixtures. *Clay Minerals*, 31(2): 243-252.
- Montañez, J. E. C. (2002). Suction and volume changes of compacted sand-bentonite mixtures. Ph.D. Thesis. London: University of London.
- Morandini, T.L.C., et Leite, A.L. (2012). Characterization, Hydraulic Conductivity and Compatibility of Mixtures of Tropical Soil and Bentonite for Barrier Usage Purpose. *Soils and Rocks*, 35 (3): 267-278.
- Morsli, M. (2007). Contribution à la valorisation des tufs d'encroûtement en technique routière saharien. Thèse de doctorat. École Nationale Polytechnique, ENP- Alger – Algérie.
- Mualem, Y. (1976). A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water Resour Res.* 12(3):513-522.
- Murray, E. J., et Sivakumar, V. (2010). *Unsaturated soils: a fundamental interpretation of soil behaviour*. Chichester, West Sussex, U.K. ; Ames, Iowa : Wiley-Blackwell, 284 p.

- Naeini, S. A., Gholampoor, N., et Jahanfar, M. A. (2017). Effect of leachate's components on undrained shear strength of clay-bentonite liners. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 1-14.
- Musy, A., et Soutter, M. (1991). *Physique du sol*, Presses polytechniques et universitaires romandes, 275 p.
- Nakayama, S., Sakamoto, Y., Yamaguchi, T., et al. (2004). Dissolution of montmorillonite in compacted bentonite by highly alkaline aqueous solutions and diffusivity of hydroxide ions. *Appl. Clay Sci*, 27: 53–65.
- Ochepo, J., et Joseph, V. (2014). Effect of oil contamination on lime stabilized soil. *Jordan J Civ Eng* 8(1):88–96.
- Odong, J. (2007). Evaluation of the empirical formulae for determination of hydraulic conductivity based on grain size analysis. *Journal of American Science*, 3(3): 54–60.
- ONS: Office National de Statistique, 2015. *Statistiques environnementales. Collections États N°177/2013, Série C : statistiques régionales et artographie*. Disponible : <http://www.ons.dz>.
- Ozcohan, M. S., Nejat, C., Suna, C., Guler, T. D., Cansiz, V., et Tufekci, N. (2013). Hydraulic conductivity and removal rate of compacted clays permeated with landfill leachate. *Desalination Water Treat*, 51(31–33): 6148–6157 (Taylor and Francis).
- Pansu, M., et Gautheyrou, J. (2006). *Handbook of Soil Analysis*. Springer, New York.
- Parker, R. J., Bateman, S., et Williams, D. (1993). Design and management of landfills” *Geotechnical management of waste and contamination*. Fell, Phillips & Gerard (eds), Balkema, Rotterdam, pp.209-252.
- Perkins, N., Ajir, A., et El Ouazzani, L. (2014). *Rapport Sur La Gestion Des Déchets Solides Au MAROC. Réseau régional d'échange d'informations et d'expertise dans le secteur des déchets dans les pays du Mashreq et du Maghreb*. Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ) GmbH, 57p.
- Peters, J. F., et Leavell, D. A. (1988). Relationship between Tensile and Compressive Strengths of Compacted Soils. *Advanced triaxial testing of soil and rock, ASTM STP 977*, ASTM International, Philadelphia, 169–188.
- Philipponnat, G., et Hubert, B. (1997). *Fondations et Ouvrages en Terre*. Editeur Eyrolles.
- Plinninger, R. J., Käsling, H., et Thuro, K. (2005). *Praktische Aspekte der Abrasivitätsuntersuchung und Verschleißprognose mit den Cerchar-Abrasivitätstest (CAI)*. 15. Tagung für Ingenieurgeologie, Erlangen.
- Pluart, L. Le. (2002). *Nanocomposites epoxyde/amine/montmorillonite : rôle des interactions sur la formation, la morphologie aux différents niveaux d'échelle et les propriétés mécaniques des réseaux*. PhD thesis, Institut national des sciences appliquées de Lyon, 252 p.
- Praetorius, S., et Schöber, B. (2017). *Bentonite Handbook: Lubrication for Pipe Jacking*. Deutsche Nationalbibliothek, 213p.
- Prakasha, K. S., et Chandrasekaran, V. S. (2005). Behavior of marine sand-clay mixtures under static and cyclic triaxial shear. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(2):213–222.
- Puma, S., Andrea, D., Mario, M., et Luciano, Z. (2015). Geotextiles and Geomembranes The Role of Physical Pretreatments on the Hydraulic Conductivity of Natural Sodium Bentonites.” *Geotextiles and Geomembranes*, 43(3): 263–71.
- Pusch, R. (2015). *Bentonite clay: Environmental Properties and Applications*. CRC Press is an imprint of the Taylor & Francis Group, an informa business, 368p.
- Quigley, R.M. (1993). Clay minerals against contaminant migration. *Geotech. News, North Am. Geotech. Comm.*, 11(4): 44-46.
- Ramanathan, B., et Raman, V. (1974). Split tensile strength of cohesive soils. *Geotechnical Engineering*, 3(7): 1-75.
- Rao, S.N., et Mathew, P.K. (1995). Effects of exchangeable cations on hydraulic conductivity of a marine clay. *Clays Clay Miner.*, 43(4): 433-437
- Reiffsteck, P., Nguyen Pham, P. T, Arbaut, J. (2007). Influence de la répartition granulaire sur le comportement mécanique d'un sol. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*. pp 83-104.
- Renken, K. (2006). Pilot study of soil-based covers for acid rock drainage mitigation. University of Western Ontario (Canada).
- Richards, L. A. (1928). The usefulness of capillary potential to soil moisture and plant investigators. *J. Agric. Res.* 37: 719-742. (1.2.1).
- Richards, S., et Weeks, L. (1953). Capillary conductivity values from moisture yield and tension measurements on soil columns. *Proc Soil Sci Soc Am*, 17:206-209.
- Ridley, A. M., et Wray, W. K. (1996). Suction measurement—a review of current theory and practices. *Proceedings of 1st international conference on unsaturated soils*, pp 1293–1322.

- Rizkallah, M., et Sabbagh, B. (2014). Country Report on the Solid Waste Management in LEBANON. Réseau régional d'échange d'informations et d'expertise dans le secteur des déchets dans les pays du Mashreq et du Maghreb. Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ) GmbH, 66p.
- Rampino, C., Mancuso, C., et Vinale, F. (2000). Experimental behaviour and modelling of an unsaturated compacted soil. *Revue Canadienne de Géotechnique*, 37:748-763.
- Robert, H., Rafig, A., et Charlier, R. (2004). *Engineering Geology for Infrastructure Planning in Europe: A European Perspective*, 803p.
- Robinson, R. G., et Allam, M. M. (1998). Effect of clay mineralogy on coefficient of consolidation. *Clay ClayMiner*, 46 (5): 596–600.
- Rodier, J., Legube, B., et Merlet, N. (2009). *Analyse de l'eau*, 9e Ed. DUNOD (éditeur). Paris, France, 1579 p.
- Romero, E. (1999). Characterisation and thermo-hydro-mechanical behaviour of unsaturated Boom clay: an experimental study. PhD thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, Spain.
- Romero, E., Gens, A., et Lloret, A. (2001). Temperature effects on the hydraulic behaviour of an unsaturated clay. *Geotech. Geol. Engng.* 19, 3–4, 311–332.
- Rowe, R. K. (2001). Basic soil mechanics, Chapter 2 of *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook*, Kluwer Academic Publishing, Norwell, U.S.A. pp. 8-42.
- Rowe, R. K. (2012). Third Indian Geotechnical Society: Ferroc Terzaghi Oration Design and Construction of Barrier Systems to Minimize Environmental Impacts Due to Municipal Solid Waste Leachate and Gas. *Indian Geotechnical Journal*, 42(4): 223–56.
- Ruellan, A. (1970). Les sols profil calcaire différencié des plaines de basse Moulouya (Maroc), Thèse de doctorat, Université de Strasbourg, France.
- Ruhl, J. L. (1994). Effects of Leachates on the Hydraulic Conductivity of GCLs, M.S. Thesis, Texas Univ, Austin, p 226.
- Ruhl, J. L., et Daniel, D. E. (1997). Geosynthetic clay liners permeated with chemical solutions and leachates. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123 (4): 369-381.
- Saadi, A. L. (2003). Méthodologie de contrôle de l'homogénéité et de la perméabilité des barrières argileuses. Thèse de Doctorat à l'INSA de Lyon, 294 p.
- Saiyouri, N., Tessier, D., et Hicher, P. Y. (2004). Experimental study of swelling in unsaturated compacted clays. *Clay Minerals*, 39: 469-479.
- Sällfors, G., et Öberg-Högsta, A. L. (2002). Determination of hydraulic conductivity of sand-bentonite mixtures for engineering purposes. *Geotechnical & Geological Engineering*, 20: 65-80.
- Sarsby, R. W., et Williams, M. (1995). Selection of soils for compacted clay lining. *Proceedings of GREEN '93: Waste Disposal by Landfill* (Sarsby RW (ed.)). Balkema, Rotterdam, pp. 471–475.
- Sarsby, R. W. (2013). *Environmental Geotechnics*, 2nd edn. ICE Publishing, Westminster, London, pp 231–284.
- Sayad – Gaidi, C. (2003). Écoulement dans les milieux poreux peu perméables saturés et non saturés. Thèse de docteur, École centrale. Paris. France.
- Schreler, B., et Delage, P. (2001). *Géomécanique environnementale risques naturels et patrimoine*. HERMES Science Europe Ltd.
- Seed, H. B., Woodward, R. J., et Lundgren, R. (1962). Prediction of swelling potentiel for compacted clays. *Journal of the soil Mechanics and foundations division, ASCE*, vol. 88, N° SM4, p.107-131.
- Serratrice, J. F., et Soyez, B. (1996). The swelling tests. *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, 204, ref .4082 : 65-85. (In French).
- Sethi, R., et Molfetta, A. D. (2007). Heat Transport Modeling in an Aquifer Downgradient a Municipal Solid Waste Landfill in Italy, *American Journal of Environmental Sciences*, 3(3): 106-110.
- Shafiee, A., Tavakoli, H. R., et Jafari, M. K. (2008). Undrained behavior of compacted sand-clay mixtures under monotonic loading paths,” *Journal of Applied Sciences*, 8(18):3108–3118.
- Shahabi, A. A., Das, B. M., et Tarquin, A. J. (1984). An empirical relationship for coefficient of permeability of sand. *Proceedings of the 4th Australian and New Zealand Conference on Geomechanics*, vol. 1, pp. 54–57.
- Shan, H. Y., et Lai, Y. J. (2002). Effect of hydrating liquid on the hydraulic properties of geosynthetic clay liners. *Geotext. Geomembr.* 20:19–38.

- Siddiqua, S., Blatz, J., et Siemens, G. (2011). Evaluation of the impact of pore fluid chemistry on the hydro-mechanical behaviour of clay-based sealing materials. *Can. Geotech. J.* 48 (2): 199–213.
- Simons, H., et Reuter, E. (1985). Physical and chemical behaviour of clay-based barriers under percolation with test liquids. *Engineering Geology*, 21:301–310.
- Sivapullaiah, P. V., Sridharan, A., et Stalin, V. K. (1996). Swelling behaviour of soil bentonite mixtures. *Can. Geotech. J.* 33(5): 808–814.
- Sivapullaiah, P. V., Sridharan, A., et Stalin, V. K. (2000). Hydraulic conductivity of bentonite sand mixtures. *Can. Geotech. J.* 37: 406–413.
- Sivapullaiah, P.V. et Manju, A (2005). Kaolinite-alkali interaction and effects on basic properties. *Geotech. Geol. Eng.*, 23: 601-214.
- Skempton, A. W. (1953). The collaidal activity of clays ». *Proceedings of the Third International Conférence on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, 1:57-61.
- Sobti, J., et Singh, S. K. (2017). Hydraulic Conductivity and Compressibility Characteristics of Bentonite Enriched Soils as a Barrier Material for Landfills. *Innovative Infrastructure Solutions*, 2(1): 12.
- Soil Moisture Equipment Corporation. (1989). TRASE System 1 Operating Instructions. Soil Moisture Equipment Corp, 54 pp.
- Sparks, D. L. (2003). *Environmental Soil Chemistry*. Second Edition, Elsevier Science, 367 p.
- Sridharan, A., El-Shafei, A., et Miura, N. (2002). Mechanisms controlling the undrained strength behavior of remolded Ariake Marine Clays. *Marine Georesources & Geotechnology*, 20, 21–50.
- Stoicescu, J., Haug, M., et Fredlund, D. (1996). The soil-water characteristics and pore size distribution of a sand bentonite mixture, *Proceedings of the 49th Canadian Geotechnical Conference*. Newfoundland: [sn], pp. 721-728.
- Stoicescu, J., Haug, M., et Fredlund, D. (1998). The soilwater characteristics of sand-bentonite mixtures used for liners and covers, *Proceedings of the 2nd International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT'98)*, Beijing, China, pp. 27-30.
- Struillou, L., et Alloul, B. (1984). Valorisation routière des tufs d'encroûtements en Algérie. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Symposium International sur les Granulats*. pp 465-469.
- Sumner, M. E. (1994). Measurement of soil pH: problems and solutions. *Commun Soil Sci. Plant Anal*, 25:859–879.
- Sun, D. A., Cui, H., et Sun, W. (2009). Swelling of compacted sand-bentonite mixtures. *Applied Clay Science*, 43: 485-492.
- Sun, D., et al. (2010). Hydro-mechanical behaviors of highly compacted sand-bentonite mixture. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2 (1): 79–85.
- Sun, W. J., Wei, Z. F., Sun, D. A., Liu, S. Q., Fatahi, B., et Wang, X. Q. (2015). Evaluation of the swelling characteristics of bentonite-sand mixtures. *Eng. Geol*, 199: 1–11.
- Sunil, B.M., Shrihari, S., Nayak, S., 2009. Shear strength characteristics and chemical characteristics of leachate-contaminated lateritic soil. *Eng. Geol.* 106, 1–2: 20–25.
- Szymkiewicz, F. (2011). Évaluation des propriétés mécaniques d'un sol traité au ciment (Doctoral dissertation, Université Paris-Est).
- Taïbi, S. (1994). Comportement mécanique et hydraulique des sols soumis à une pression interstitielle négative – Etude expérimentale et modélisation- Thèse de Doctorat de l'École Centrale de Paris, France.
- Taïbi, S., Bicalho, K. V., Sayad-Gaidi, C., et Fleureau, J. M. (2009). Measurements of unsaturated hydraulic conductivity functions of two fine-grained materials. *Soils and Foundations*, 49(2):181-91.
- Tang GX (1999) Suction characteristics and elastic-plastic modelling of unsaturated sand-bentonite mixture. *PhD Thesis*, University of Manitoba, Manitoba, Canada.
- Tang Qi., Hengyu, W., Hui, C., et Xiaowu, T. (2015). A characterization study of hydraulic conductivity of compacted clay and fine sand treated with landfill leachate and nutrient solution. *Electron J Geotech Eng*, 20(2015):12.
- Tang, A. M., et Cui, Y. J. (2005). Controlling suction by the vapour equilibrium technique at different temperatures and its application in determining the water retention properties of MX80 clay. *Can. Geotech. J.* 42(1): 287-296.
- Tarantino, A., et De Col, E. (2008). Compaction behaviour of clay. *Géotechnique*, 58 (3): 199- 213. (1.1), (4.1).

- Tavenas, F., Leblond, P., Jean, P., et Leroueil, S. (1983). Permeability of natural soft clays. Part I: Methods of laboratory measurement. *Can. Geotech. J.*, 20: 629–644.
- Tay, Y. Y., Stewart, D. I., et Cousens, T. W. (2001). Shrinkage and desiccation cracking in bentonite-sand landfill liners. *Engineering Geology*, 20:263–274.
- Taylor, D. W. (1966). *Fundamentals of Soil Mechanics*, 2nd edn. Wiley, London.
- Thullner, M., Zeyer, J., et Kinzelbach, W. (2002). Influence of microbial growth on hydraulic properties of pore networks. *Transp. Porous Media*, 49(1): 99–122.
- Tournassat, C., et Appelo, C. A. J. (2011). Modelling approaches for anion-exclusion in compacted Na-bentonite. *Geochim. Cosmochim. Acta*, 75 (13): 3698–3710.
- Touze-Foltz, N., Duquennoi, C., et Gaget, E. (2006). Hydraulic and mechanical behavior of GCLs in contact with leachate as part of a composite liner. *Geotext. Geomembr.*, 24 (3): 188–197.
- Townend J., Reeve M.J. et Carter A. (2000). Soil and environmental analysis. Chap. 3. Water Release Characteristic. Marcel Dekker Inc., New York, Etats Unis. (1.2.1).
- Trabelsi, S. (2012). Études de traitement des lixiviats des déchets urbains par les procédés d'oxydation avancée photochimiques et électrochimiques : application aux lixiviats de la décharge tunisienne 'Jebel Chakir'. Ph.D. Thesis. Université Paris-Est, Français. HAL Id: tel-00674731.
- Tran N. L. (1981). Utilisation de l'essai au bleu de méthylène en terrassements routiers. *Bulletin de Liaison. Labo.P. et Ch.* 111. pp 5-16.
- Tripathi, K. K., et Viswanadham, B. V. S. (2012). Evaluation of the permeability behaviour of sand-bentonite mixtures through laboratory tests. *Indian Geotech. J.*, 42 (4): 267–277.
- Tuller, M., et Or, D. 2004. Retention of water in soil and the soil water characteristic curve. *Encyclopedia of soils in the environment*, 4:278-289.
- Vallejo, L. E., et Mawby, R. (2000). Porosity influence on the shear strength of granular material-clay mixtures. *Engineering Geology*, 58(2):125–136.
- Vanapalli, S.K., Fredlund, D.G., et Pufahl, D.E. (1999) The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till. *Géotechnique*, 49(2): 143–159,
- Viallis-Terrisse, H. (2000). Interaction des Silicates de Calcium Hydratés, principaux constituants du ciment avec les chlorures d'alcalins. Analogie avec les argiles. Thèse de Doctorat de l'université de Bourgogne.
- Vicol, T. (1990). Comportement hydraulique et mécanique d'un sol fin non saturé, Application à la modélisation. Thèse de Doctorat, École nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France Paris, 257 p.
- Wang, Q., Tang, A. M., Cui, Y. J., et al. (2012). Experimental study on the swelling behaviour of bentonite/claystone mixture. *Eng. Geol.*, 124: 59–66.
- Watanabe, Y., et Yokoyama, S. (2016). Influence of Alkaline Alteration on the Shear Characteristics of a Bentonite-Sand Mixture. *ASCE, Geo-Chicago GSP* 2714:48–57.
- Wiebe, B., Graham, J., Tang, G. X., et Dixon, D. (1998). Influence of pressure, saturation and temperature on the behavior of unsaturated sand-bentonite. *Can. Geotech. J.*, 35: 194–205.
- Williams, A. B., et Donaldson, G. W. (1980). Developments related to building on expansive soils in South Africa : 1973-1980. *Proc. 4th Int. Conf. On Expansive Soils*, Denver, 2:834-844.
- Wong, L. C., et Haug, M. D. (1991). Cyclical closed-system freeze-thaw permeability testing of soil liner and cover materials. *Can. Geotech. J.*, 28: 784-793.
- Wood, D. M., et Kumar, G. V. (2000). Experimental observations of behaviour of heterogeneous soils. *Mechanics of Cohesive- Frictional Materials*, 5(5): 373–398.
- Xiang-Ling, L. I. (1999). Comportement hydromécanique des sols fins: de l'état saturé à l'état non saturé. Thèse de doctorat, Université de Liège, Paris (France).
- Xue, Q., & Zhang, Q. (2014). Effects of leachate concentration on the integrity of solidified clay liners. *Waste Management and Research*, 32:198–206.
- Ye, W. M., Wan, M., Chen, B., Chen, Y. G., Cui, Y. J., et Wang, J. (2013). Temperature effects on the swelling pressure and saturated hydraulic conductivity of the compacted GMZ01 bentonite. *Environ. Earth Sci.*, 68 (1): 281–288.
- Ye, W. M., Zheng, Z. J., Chen, B., Chen, Y. G., Cui, Y. J., et Wang, J. (2014a). Effects of pH and temperature on the swelling pressure and hydraulic conductivity of compacted GMZ01 bentonite. *Appl. Clay Sci.*, 101 (1): 192–198.
- Ye, W.M., Borrell, N.C., Zhu, J.Y., Chen, B., and Chen, Y.G. (2014b). Advances on the investigation of the hydraulic behavior of compacted GMZ bentonite. *Engineering Geology* 169, 41–49.

- Yesiller, N., Hanson, J. L., Oettle, N. K., et Liu, W. L. (2008). Thermal Analysis of Cover Systems in Municipal Solid Waste Landfills. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134 (11): 1655-1664.
- Yong, R. N., et Mohamed, A. M. O. (1992). A study of particle interaction energies in wetting of unsaturated expansive clays. *Can. Geotech. J.*, 29: 1060– 1070.
- Zhou, J., et Yu, J. L. (2005). Influences affecting the soil-water characteristic curve. *Journal-Zhejiang University Science*, 6(8):797.
- Zaki, T. (2014). Country Report on the Solid Waste Management in EGYPT. Réseau régional d'échange d'informations et d'expertise dans le secteur des déchets dans les pays du Mashreq et du Maghreb. Deutsche Gesellschaft für Internationale Zusammenarbeit (GIZ) GmbH, 83p.
- Zerhouni M.I. (1991). Comportement mécanique des sols non saturés. Thèse soutenue à l'E.C.P. (Paris).
- Zhang, M., Zhang, H., Zhou, L., et al. (2013). Temperature Effects on Unsaturated Hydraulic Property of Bentonite-Sand Buffer Backfilling Mixtures. *Journal of Wuhan University of Technology-Mater*. DOI 10.1007/s11595-013-0718-1 (in Chinese).
- Zhang, T. W., Yue, X. B., Deng, Y. F., Zhang, D. W., et Liu, S. Y. (2014). Mechanical behaviour and micro-structure of cement-stabilised marine clay with a metakaolin agent. *Constr. Build.Mater*, 73: 51–57.
- Zhang, W. J. (2007). Study on water and leachate flow in landfills of municipal solid wastes. Ph.D. dissertation, Zhejiang University, Hangzhou.

Les principales directives et lois Algérienne :

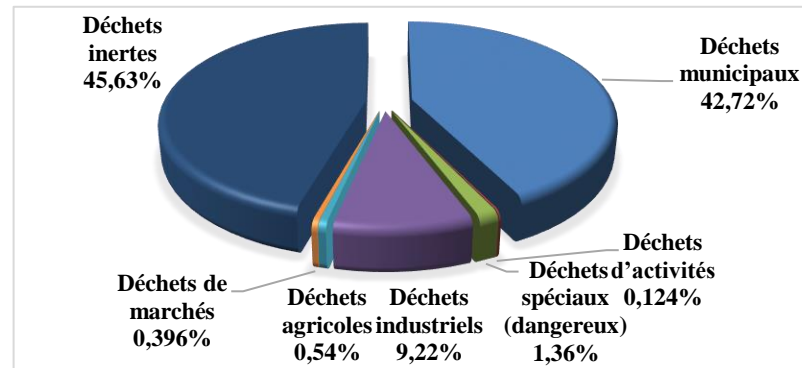
- Loi n° 2001-20 du 27 Ramadhan 1422 correspondant au 12 décembre 2001 relative à l'aménagement et au développement durable du territoire, p.15.JO n° 77 DU 15/12/2001/. *Journal officiel de la république algérienne*.
- Décret exécutif n° 04-409 du 2 Dhou El Kaada 1425 correspondant au 14 décembre 2004 fixant les modalités de transport des déchets spéciaux dangereux. *Journal officiel de la république algérienne* N°81, Art. 3.
- Décret exécutif n°06-104 du 29 Moharram 1427 correspondant au 28 février 2006 fixant la nomenclature des déchets, y compris les déchets spéciaux dangereux. *Journal officiel de la république algérienne* N-13.
- Décret exécutif n°06-141 du 20 Rabie El Aouel 1427 correspondant au 19 avril 2006. Définissant les valeurs limites des rejets d'effluents liquides industriels. *Journal officiel de la république algérienne* n° 26.
- Décret exécutif n°11-125 du 17 Rabie Ethani 1432 correspondant au 22 mars 2011 relatif la qualité de l'eau de consommation humaine. *Journal officiel de la république algérienne* n°18.

Les règlements Française :

- Arrêté du 18 décembre 1992 relatif au stockage de certains déchets industriels spéciaux ultimes et stabilisés pour les installations nouvelles
- Arrêté du 9 septembre 1997 relatif aux installations de stockage de déchets non dangereux.

Annexes

Annexe 1: La production de déchets en Algérie par différents secteurs en 2014 (d'après Kehila, 2014)

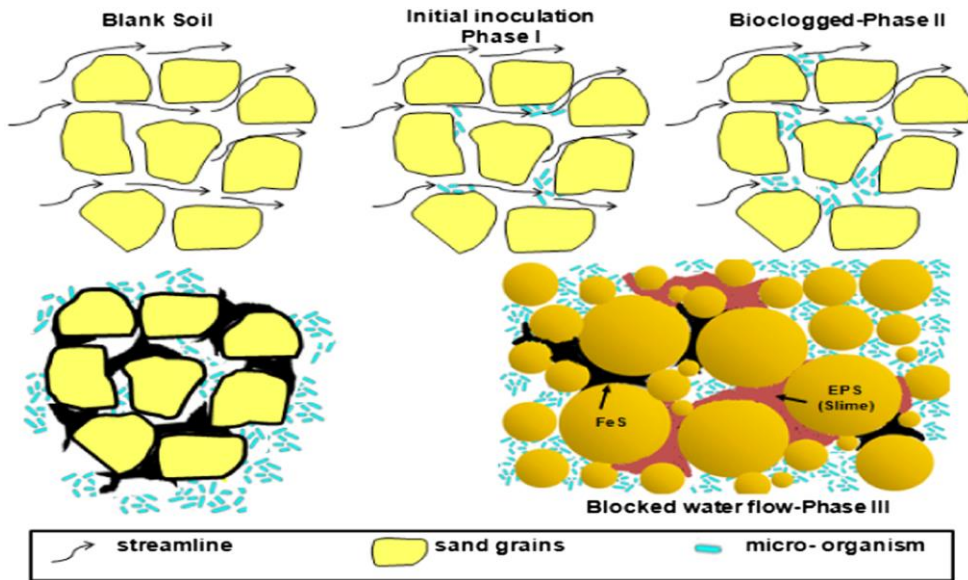


Annexe 2: Colmatage biologique

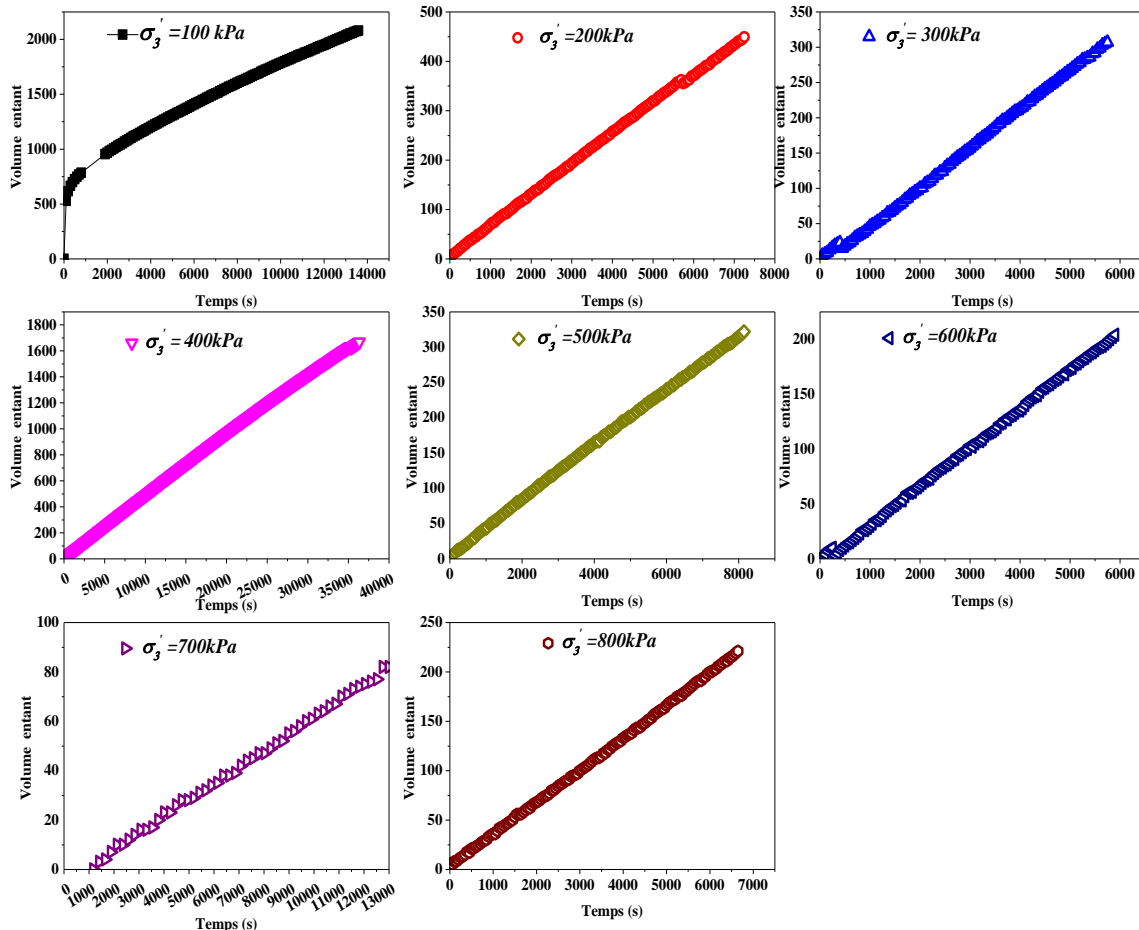
Dans l'écoulement avec le colmatage biologique, il est impossible de relier la conductivité hydraulique et la porosité par une relation comme celle de Kozeny-Carman (Farah et al., 2016). La porosité est directement modifiée par la croissance de la biomasse. Thullner et al. (2002) ont suggéré que les modèles devraient tenir compte à la fois de la croissance des bactéries et de l'évolution de la porosité. Thullner et al. (2002) et Dupin et McCarty (2000) ont utilisé des modèles de réseau de pores pour simuler les changements de porosité et de la conductivité hydraulique. Ils ont montré qu'une réduction de la porosité d'environ 10-30% s'accompagnait d'une diminution de la conductivité hydraulique d'environ 2-3 ordres de grandeur.

Farah et al. (2016) ont indiqué que plusieurs chercheurs considèrent trois phases dans le colmatage biologique : la première phase consiste à développer des biofilms recouvrant la surface des grains. La deuxième phase est la croissance des microorganismes et le développement de microcolonies appelées bouchons. La troisième phase est la formation d'une biomasse en vrac au niveau macroscopique (Seifert et Engesgaard 2007). La figure de l'annexe 2 illustre le processus, depuis la phase I correspondant à l'inoculation initiale du milieu poreux jusqu'aux phases II et III, au cours desquelles le sol devient bioclimatique. Veenberger et Lambert (2005) ont indiqué que les changements de pH peuvent contribuer au détachement des particules d'argile qui sont transportées par le flux et l'écoulement qui sont renforcées mécaniquement les bouchons biologiques.

Figure de l'annexe 2: Processus de bio-colmatage depuis l'inoculation initiale du milieu poreux qui n'altère pas le modèle d'écoulement (phase I) jusqu'à l'augmentation de la densité des microcolonies causant le bio-colmatage des pores et le changement du modèle d'écoulement (phases II et III) (Farah et al., 2016)



Annexe 3: Variation des volumes entrants en fonction du temps pour un gradient hydraulique constant 128,2 et pour différentes contraintes moyennes effectives



Annexe 4: Destruction des échantillons placés dans l'acide citrique CH_3COOH

