

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université ABOUBAKR Belkaid – TLEMCEM



**Faculté de Technologie
Département de Génie Civil**

Thèse

**Pour l'obtention du Diplôme de Docteur en Génie Civil
*Option : Géotechnique***

Thème

**Comportement hydro-mécanique des sols compactés :
Application à la conception d'une barrière ouvragée
« sable de dune –bentonite »**

Présentée par :
GUEDDOUDA Mohamed Kamel

Soutenue le 24 /01/2011 devant le jury composé de :

M.A. ALLAL	Maître de Conférences (Université de Tlemcen)	Président
J.M. FLEUREAU	Professeur (Ecole Centrale de Paris, France)	Examineur
A. NECHNECH	Maître de Conférences (USTHB, Alger)	Examineur
N. ABOU-BEKR	Professeur (Université de Tlemcen)	Encadreur
S. TAIBI	Maître de Conférences, HDR (Université du Havre, France)	Encadreur
M. LAMARA	Maître de Conférences (Université de Laghouat)	Encadreur

REMERCIEMENTS

J'adresse ma profonde gratitude à Monsieur N. Abou-Bekr, Maître de Conférences de l'Université Aboubakr Belkaid de Tlemcen, qui a dirigé ce travail de recherche et qui m'a encouragé et qui m'a permis de mener à bon terme cette thèse. Qu'il trouve ici mes sincères remerciements.

Je tiens à exprimer mes plus vives reconnaissances à Monsieur S. Taibi, Maître de Conférences, HDR à l'Université du Havre, France, avec qui j'ai travaillé tout au long de cette thèse. J'y ai pu profiter de ses connaissances scientifiques, de ses conseils éclairés et apprécier de sa constante disponibilité et de sa grande qualité humaine. Je désire chaleureusement lui rendre hommage ici.

J'adresse mes remerciements à Monsieur M. Lamara, Maître de Conférences de l'Université Amar Tledji de Laghouat, de tous les instants et pour ses conseils avisés qui ont rendu ce travail possible.

Je voudrais remercier Monsieur M.A. Allal, Maître de Conférences de l'Université Aboubakr Belkaid de Tlemcen, 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 J.M. Fleureau, Professeur à l'École Centrale de Paris, France et Monsieur A. Nechnech Maître de Conférences à l'USTHB Alger 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.

Que, I. Goual, soit assuré de ma profonde gratitude pour l'ensemble de sa contribution associée à l'expérimentation.

Mes plus sincères remerciements vont aussi à M.S. Goual, Professeur à l'Université Amar Tledji de Laghouat qui m'a favorablement aidé par ses conseils et ses orientations très précieuses.

Je remercie pareillement l'ensemble des membres du laboratoire de recherche de génie civil de l'Université Amar Tledji que j'ai côtoyés quotidiennement, ainsi que, tous les membres du laboratoire de recherche « ondes et milieux complexes » du Havre, en particulier M.Y. Ahmed.

Mes pensées vont également à tous mes amis pour leurs soutiens et leurs encouragements permanents, en particulier Krobba, Merrah, Benabed & Guidoum.

A la mémoire de ma chère mère
A mon cher père
A mes sœurs qui m'entourent de l'amour au quotidien
A mes frères aînés, mes modèles
A ma tendre épouse Soumaya
A mes filles, mes princesses, Imen, Manal, Fadhila & Fatima.Z
A ma famille
A tous et à toutes,

Merci

Sommaire

Résumé
Abstract
Liste des figures
Liste des tableaux

Introduction générale..... 1

Chapitre I : Généralités Sur Les ISD

1. Introduction	4
2. Généralités sur les centres de stockage de déchets.....	5
2.1 .Définitions juridiques des déchets.....	6
2.2 .Classification des déchets.....	6
2.2.1. Selon leur nature.....	6
2.2.2. Selon le mode de traitement et d'élimination.....	7
2.2.3. Selon le comportement et les effets sur l'environnement.....	7
2.2.4. Selon l'origine.....	7
2.3. Production des déchets	8
2.4. Définition des Centre d'enfouissement technique.....	9
2.5. Barrières étanches.....	10
2.5.1. Les couches d'argile	11
2.5.2. Membranes bentonite/géosynthétique	11
2.5.3. Les géomembranes ou membranes synthétiques	12
2.5.4. Les couches sable-bentonite (s/b)	12
3 Choix des matériaux.....	13
3.1. Critères de nature.....	14
3.2. Critères d'ouvrabilité	14
3.3. Critères de perméabilité.....	14
4. Réalisation des CET: contextes réglementaires	15
4.1. Principes élémentaires de la conception du C.E.T.....	15
4.2. Choix du site.....	15
4.3. Réalisation de la barrière : réglementations algériennes.....	16
4.4. Comportement a long terme.....	19
5. Informations complémentaires sur la bentonite	20
5.1. Minéralogie et propriétés des argiles	21
5.1.1. Définition des argiles.....	21
5.1.2. Structure des argiles	21
5.1.3. Principaux groupes de minéraux argileux	21
5.2. Définition de la bentonite.....	23
5.3. Utilisation en géotechnique et cas particulier du stockage de déchets.....	23
5.4. Phénomène de gonflement	24
5.4.1. Description du phénomène de gonflement	24
5.4.2. Facteurs influençant le gonflement.....	26
6. Conclusion	26

Chapitre II : Comportement Hydrique et Mécanique Des Barrières Ouvragées

1. Introduction.....	27
2. Comportement sur chemin drainage-humidification.....	27
2.1. Définition du milieu poreux.....	28
2.2. Différents types d'eau dans le sol.....	28
2.3. Succion dans le sol	30
2.3.1. Définition.....	30
2.3.2. Composantes de la succion.....	31
2.4. Relation succion-humidité relative.....	32
2.5. Relation teneur en eau-succion : « chemin de drainage-humidification ».....	33
2.5.1. Courbe de rétention d'un sol.....	33
2.5.2. Premier cycle de drainage humidification.....	35
3. Perméabilité saturée des sols.....	38
3.1. Définition.....	38
3.2. Effets de différents facteurs sur la perméabilité	40
3.2.1. Influence des paramètres liés au compactage.....	41
3.2.2. Influence de la composition des mélanges.....	43
3.2.3. Influence du degré de saturation.....	45
3.2.4. Influence de la contrainte verticale.....	45
3.2.5. Influence du gradient hydraulique.....	47
3.2.6. Influence de la température.....	48
3.3. Matériels de mesure de la perméabilité saturée.....	48
3.3.1. Perméamètre à paroi rigide.....	48
3.3.2. Perméamètre à paroi flexible.....	49
3.4. Mesure de la perméabilité saturée en régime permanent.....	50
3.4.1. Mesures en régime permanent.....	50
3.4.2. Mesures en régime non permanent.....	52
3.4.2.1. Méthode par impulsion « pulse transient method ».....	52
3.4.2.2. Méthode "harmonique" par écoulement alternatif sinusoïdal	55
4. Conductivité hydraulique non saturée	57
4.1. Définition des sols non saturés.....	57
4.2. Mesure de la conductivité hydraulique non saturé.....	58
4.2.1. Méthode de mesure en régime permanent.....	58
4.2.2. Méthode de mesure en régime non permanent.....	58
4.3. Modèles empiriques de la courbe de rétention et de la perméabilité non saturé.....	61
5. Résistance au cisaillement.....	64
5.1. Généralités et définitions.....	64
5.2. Critère de rupture	64
5.3. Comportement sur chemins triaxiaux saturés des sols compactés.....	65
5.4. Paramètres de résistance au cisaillement pour les sols non saturés.....	70
5.4.1. Généralité.....	70
5.4.2. Equation de la résistance au cisaillement pour les sols non saturés.....	70
5.4.3. Enveloppe de rupture étendue de Mohr-Coulomb.....	71
5.5. Effet des différents facteurs sur les paramètres mécaniques.....	72
5.5.1. Effet du degré de saturation et de la succion	72
5.5.3. Effet du mélange bentonite-sable.....	75
6. Conclusion	77

Chapitre III : Caractérisation des sols étudiés

1. Introduction.....	78
2. Définitions des matériaux utilisés.....	78
2.1. Bentonite.....	78
2.1.1. Définition.....	78
2.1.2. Origine de la bentonite utilisée.....	79
2.2. Sable de dune.....	80
3. Caractérisation des matériaux utilisés.....	80
3.1. Bentonite de Maghnia.....	80
3.1.1. Analyses minéralogiques.....	80
3.1.2. Analyse chimique.....	81
3.1.3. Analyse granulométrique.....	81
3.1.4. Densité des grains solides.....	82
3.1.5. Essai Proctor Normal.....	82
3.1.6. Essai au bleu de méthylène.....	83
3.1.7. Limites d'Atterberg ou limites de consistance.....	84
3.1.8. Microscope électronique à balayage (MEB).....	86
3.2. Sable de dune.....	86
3.2.1. Analyses minéralogiques.....	86
3.2.2. Analyse chimique.....	87
3.2.3. Analyse granulométrique.....	87
3.2.4. Densité des grains solides.....	88
3.2.5. Essai Proctor Normal.....	88
3.2.6. Essai au bleu de méthylène.....	89
3.2.7. Equivalent de sable.....	89
3.2.8. Microscope électronique à balayage (MEB).....	89
4. Caractérisation des mélanges sable de dunes – bentonite.....	90
4.1. Analyses granulométriques des mélanges s/b.....	90
4.2. Essai Proctor Normal des mélanges.....	91
4.2.1. Effet du pourcentage de bentonite sur la densité sèche des mélanges.....	92
4.2.2. Effet du pourcentage de bentonite sur la teneur en eau optimale des mélanges.....	92
4.3. Densité des grains solides des mélanges s/b.....	93
4.4. Limites d'Atterberg.....	94
4.5. Surface spécifique totale des mélanges s/b.....	96
4.6. Paramètres de gonflement des mélanges s/b.....	97
4.6.1. Estimation indirecte du gonflement libre.....	97
4.6.2. Méthodes de détermination des paramètres de gonflement.....	98
4.6.3. Mesure du gonflement libre.....	99
4.6.4. Mesure de la pression de gonflement.....	101
5. Mesure indirecte de la perméabilité (Essais œdométriques).....	103
5.1. Variation de l'indice des vides initial des mélanges s/b.....	105
5.2. Variation des coefficients de C_c et de C_s des mélanges s/b.....	106
5.3. Variation du coefficient de consolidation C_v	107
5.4. Variation de la conductivité hydraulique des mélanges s/b.....	108
6. Résistance au cisaillement des mélanges s/b à teneur en eau de compactage.....	109
6.1. Préparation des échantillons.....	109
6.2. Mesure des paramètres mécaniques des mélanges s/b.....	110
7. Conclusion.....	113

Chapitre IV : Comportement hydrique du mélange sable de dune-bentonite

1. Introduction.....	114
2. Perméabilité saturée du mélange sable de dune- bentonite ($S_{85}B_{15}$).....	114
2.1. Préparation des éprouvettes et description du matériel utilisé.....	115
2.1.1. Préparation des éprouvettes.....	115
2.1.2. Description du matériel utilisé.....	116
2.2. Saturation des échantillons.....	117
2.3. Mesure du coefficient de perméabilité en régime permanent.....	118
2.4. Programme expérimental.....	119
2.5. Présentation des résultats.....	120
2.5.1. Effet de la contrainte moyenne effective	120
2.5.2. Effet du gradient hydraulique	124
2.5.3. Relation entre les paramètres (e , k , i et σ_3').....	127
2.6. Mesure de la perméabilité en régime transitoire (méthode pulse).....	129
2.6.1. Principe de la méthode.....	129
2.6.2. Dispositif de mesure et mode opératoire.....	130
2.6.3. Protocole de l'essai	130
2.6.4. Programme expérimental.....	131
2.6.5. Présentation des résultats.....	131
2.6.5.1. Effet de la contrainte de confinement (gradient hydraulique constant).....	131
2.6.5.2. Effet de la variation de la pression initiale Δu_0	134
2.7. Etude comparative des résultats des essais de perméabilité.....	136
2.7.1. Etude comparative des deux méthodes en régimes permanent et transitoire.....	136
2.7.2. Etude comparative des résultats œdomètre et triaxial.....	137
2.8. Modélisation de la perméabilité.....	138
3. Chemins de drainage- humidification du mélange $S_{85}B_{15}$	140
3.1. Introduction.....	140
3.2. Définition.....	141
3.3. Préparation des échantillons et matériels utilisés.....	141
3.3.1. Préparation des échantillons.....	141
3.3.2. Préparation du matériel utilisé.....	142
3.3.2.1. Méthode des plaques tensiométriques (1 à 20 kPa).....	142
3.3.2.2. Méthode osmotique.....	144
3.3.2.3. Méthode des solutions salines saturées.....	146
3.3.2.4. Détermination des Paramètres d'états après la fin de l'essai.....	148
3.4. Présentation et discussion des résultats.....	150
3.4.1. Chemin de drainage - humidification de la pâte.....	150
3.4.2. Chemin de drainage - humidification des échantillons compactés.....	153
3.4.3. Corrélation des paramètres	159
3.4.4. Comparaison des courbes caractéristiques du mélange s/b	160
4. Mesure de la perméabilité non saturée dans les dessiccateurs.....	161
4.1. Principe de l'essai.....	161
4.2. Dispositif de mesure et mode opératoire.....	162
4.3. Méthode d'interprétation.....	163
4.4. Détermination de la quantité d'eau retenue dans l'échantillon $V_w(t)$	165
4.5. Détermination de la perméabilité.....	165
4.6. Résultats et discussions	166
5. Conclusion.....	170

Chapitre V : Comportement mécanique du mélange sable de dune - bentonite

1. Introduction.....	172
2. Essais triaxiaux saturés.....	172
2.1. Préparation des échantillons.....	172
2.2. Saturation des échantillons.....	173
2.3. Consolidation des échantillons.....	175
3. Présentation des résultats des essais de cisaillement (CU et CD).....	176
3.1. Résultats des essais triaxiaux (CU).....	176
3.2. Résultats des essais triaxiaux (CD, $H = 70\text{mm}$).....	179
3.3. Résultats des essais triaxiaux (CD, $H=50\text{cm}$).....	181
3.3.1. Phase de consolidation.....	181
3.3.2. Phase de cisaillement.....	181
3.4. Comparaison des essais triaxiaux saturés.....	184
3.4.1. Comparaison des essais CU et CD.....	184
3.4.2. Comparaison des essais CD pour ($H= 70\text{ mm}$ et $H= 50\text{ mm}$).....	186
4. Module sécant E_{50}	188
5. Essais triaxiaux à teneur en eau constante (essais non saturés).....	189
5.1. Préparation des échantillons.....	189
5.2. Etape de l'essai.....	190
5.3. Présentation des résultats.....	191
5.4. Essai de compression simple.....	198
5.5. Superposition des essais de compression simple et à teneur en eau constante.....	200
5.5.1. Résistance maximale.....	200
5.5.2. Module sécant.....	202
7. Conclusion.....	203
 Conclusion générale.....	 205
Références bibliographiques.....	207

Annexes

Résumé

Le présent travail concerne une étude de valorisation de matériaux locaux en vue d'une utilisation comme barrière ouvragée dans les fonds et les flancs d'installations de stockage de déchets (ISD).

Les matériaux de base étant le sable de dune de Laghouat et la bentonite de Maghnia. Une étude de formulation basée sur le critère de perméabilité a permis d'adopter un mélange optimal constitué de 85% de sable et de 15% de bentonite.

On a conduit ensuite une caractérisation complète du comportement hydrique et mécanique du mélange adopté à l'état compacté saturé et non saturé.

Le comportement hydrique est exploré notamment à travers les mesures de conductivité hydraulique et les chemins de drainage humidification qui sont des chemins de sollicitations en succion sous contrainte externe nulle.

Le comportement mécanique est caractérisé, en particulier, par des essais triaxiaux sur le matériau compacté saturé dans différentes conditions de drainage et des essais triaxiaux à teneur en eau constante sur le matériau compacté non saturé.

La caractérisation complète du mélange adopté, 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. Ils devraient aussi naturellement déboucher sur une modélisation aux limites de la barrière ouvragée pour valider les performances de ces matériaux locaux dans les applications environnementales envisagées.

Mots clés : sable de dune, bentonite, sol compacté, perméabilité, drainage-humidification, résistance au cisaillement, barrière ouvragée.

Abstract

The present work concerns a valorisation study of local materials in order to use them as an engineered barrier in the bottom and sides of hazardous wastes repository (ISD).

The basic materials are dune sand and bentonite from Laghouat and Maghnia regions respectively. A design study based on the criterion of permeability enable us to choose an optimal mixture composed of 85% sand and 15% bentonite.

We then conduct a full characterization of mechanical and hydraulic behaviour of the mixture using compacted samples under saturated and unsaturated conditions.

The hydraulic behaviour is investigated through measurement of hydraulic conductivity and suction assessments on drainage and wetting paths which can be considered as a sollicitation under zero confining stress.

The mechanical behaviour is characterised, in particular for triaxial tests on saturated compacted material under different conditions of drainage and triaxial tests at constant water content on unsaturated compacted samples.

The complete characterization of the mixture adopted, on the basis of physical, hydraulic and mechanical parameters, shows that the material meets the requirements of the regulations for use in the construction of ISD. It should also obviously leads to a modelisation of the engineered barrier in order to validate the performance of these local materials in environmental applications.

Key words: dune sand, bentonite, compacted soil, permeability, drying-wetting path, shear strength, worked barrier.

Liste des figures

Figure I.1 : Coupe schématique de la double barrière de sécurité préconisée pour le SD	18
Figure I.2 : C.E.T de Tbessa, Algérie, 2006.....	18
Figure I.3 : Un casier de stockage de déchets.....	19
Figure I.4 : Couches tétraédriques et octaédriques	21
Figure I.5 : Vue isométrique de la structure atomique de la montmorillonite.....	22
Figure I.6 : Mécanismes de gonflement des argiles par hydratation.....	25
Figure I.7 : Courbe du gonflement en fonction du temps	25
Figure II.1 : Aspect de l'espace poreux (Dana, 1999).....	28
Figure II.2 : Différents types d'eau à la surface d'une particule d'argile	29
Figure II.3 : Phénomène d'ascension capillaire	31
Figure II.4 : Courbe de rétention d'un sable argileux (Hillel, 1988).....	34
Figure II.5 : La courbe caractéristique pour différents types de sols.....	34
Figure II.6: Courbe de rétention phénomènes d'hystérésis	35
Figure II.7: Un cycle de drainage imbibition sur le limon de Jossigny N.C.....	37
Figure II.8 : Validité de la loi de Darcy selon Tavenas et al., 1983	40
Figure II.9: Comparaison entre les valeurs de perméabilité (éprouvettes compactées).....	41
Figure II.10: Relation Conductivité hydraulique-teneur en eau/ densité sèche	42
Figure II.11: Effet de la méthode de compactage sur la perméabilité	42
Figure II.12: effet de l'ajout d bentonite sur les paramètres de Proctor	43
Figure II.13: Relation entre la perméabilité et le pourcentage de gravier ou de bentonite....	43
Figure II.14: Evolution de la perméabilité en fonction de la teneur en bentonite.....	44
Figure II.15: Relation gonflement-perméabilité en fonction du % de bentonite ajouté.....	44
Figure II.16: Relation entre le degré de saturation et la perméabilité.....	45
Figure II.17: Relation entre les paramètres (s, e) et k des différents mélanges s/b.....	46
Figure II.18: Effet de la contrainte effective moyenne sur la perméabilité saturée.....	47
Figure II.19: Influence du gradient hydraulique sur la perméabilité.....	47
Figure II.20: Type des perméamètres.....	49
Figure II.21: Cellule triaxial utilisée pour la mesure du coefficient de perméabilité.....	50
Figure II.22: Procédure d'essai à charge.....	51
Figure II.23: Procédure d'essai à charge variable.....	51
Figure II.24: Cellule triaxiale de Bishop.....	52
Figure II.25: Procédure de l'essai Pulse	53
Figure II.26: Principe de l'essai pulse.....	53
Figure II.27: Définition des paramètres de la méthode d'interprétation.....	54
Figure II.28: Dissipation de la pression pulse en fonction du temps.....	55
Figure II.29: Principe de la mesure de la perméabilité par la méthode harmonique.....	56
Figure II.30: Les trois états des sols non saturés.....	57
Figure II.31: Appareil de Richard.....	59
Figure II.32: Oedomètre à succion contrôlée.....	59
Figure II.33: Variation de $\text{Log} [Q_0 - Q(t)]$ en fonction du temps	60
Figure II.34: Vue d'ensemble du dispositif expérimental.....	60
Figure II.35: Critère de rupture dans les domaines NC et SC.....	66
Figure II.36: Représentation du comportement surconsolidé de l'argile noire	67
Figure II.37: Essais triaxiaux CU réalisés sur de l'argile de Kruikebe (NC).....	68
Figure II.38: Essais triaxiaux CU réalisés sur de l'argile de Kruikebe (SC).....	69
Figure II.39: Comparaison des essais CD et CU du mélange (80% T et 20 % SC)	69

Figure II.40: Etat des échantillons après cisaillement CD et CU (80% T et 20 %SC).....	70
Figure II.41: Représentation de surface de rupture.....	71
Figure II.42: Projection horizontale de l'enveloppe de rupture étendue.....	72
Figure II.43: Résultats d'essais de cisaillement direct consolidé drainé	72
Figure II.44: Rupture de l'échantillon en fonction de la succion	73
Figure II.45: Appareil triaxial modifié	74
Figure II.46: Chemins de contraintes des essais triaxiaux CD non saturé.....	74
Figure II.47: Essais triaxiaux à teneur en eau constante CW.....	75
Figure II.48: Evolution de q en fonction de ε_1 pour différents mélanges CU.....	75
Figure II.49: Résultats d'essais triaxiaux sur des mélanges bentonite- sable	76
Figure II.50: Effet de la teneur en eau et du pourcentage de bentonite sur la cohésion.....	76
Figure III.1: Localisation des gisements de bentonite et de sable de dune.....	79
Figure III.2: bentonite de Maghnia.....	79
Figure III.3: Diffractomètre X'PERT PRO	80
Figure III.4: Diffractogramme aux (DRX) d'un échantillon de bentonite de Maghnia.....	81
Figure III.5: Courbe granulométrique de la bentonite de Maghnia.....	82
Figure III.6: Courbe Proctor Normal de la bentonite de Maghnia.....	83
Figure III.7: MEB de la bentonite.....	86
Figure III.8: DRX du sable de dune.....	87
Figure III.9: Courbe granulométrique du sable de dune.....	88
Figure III.10: Courbe Proctor du sable de dune.....	88
Figure III.11: Vu général (à grande échelle, MEB.) du sable de dune	89
Figure III.12: Courbes granulométriques des mélanges sable de dune- bentonite.....	90
Figure III.13: Effet du pourcentage de bentonite sur la granulométrie.....	91
Figure III.14: Courbes Proctor Normal des mélanges sable de dune-bentonite.....	91
Figure III.15: Effet du pourcentage de bentonite sur la densité sèche des mélanges	92
Figure III.16: Effet du pourcentage de bentonite sur w_{opt} des mélanges.....	93
Figure III.17: Effet du % de bentonite sur les paramètres P.N. des mélanges s – b.....	93
Figure III.18: Effet du pourcentage de bentonite sur w_L et w_P des mélanges s – b.....	94
Figure III.19: Effet du pourcentage de bentonite sur I_p des mélanges s - b	95
Figure III.20: Classification des sols fins sur le diagramme de Casagrande.....	95
Figure III.21: Effet du pourcentage de bentonite sur la S_{st} des mélanges s – b.....	97
Figure III.22: Différentes procédures d'essais de gonflement	99
Figure III.23: Evolution du gonflement libre en fonction du temps des mélanges.....	100
Figure III.24: Effet du pourcentage de bentonite sur le gonflement libre des mélanges.....	101
Figure III.25: Effet du pourcentage de bentonite sur la pression de gonflement.....	102
Figure III.26: Taux de gonflement libre et limite de liquidité des mélanges s-b.....	102
Figure III.27: Cellule oedométrique pour la mesure de perméabilité.....	103
Figure III.28: Comparaison entre les coefficients de perméabilité mesurés et calculés.....	104
Figure III.29: Courbes de compressibilité oedométriques des mélanges s-b.....	105
Figure III.30: Variation des indices des vides initiaux des mélanges s – b.....	105
Figure III.31: Variation des coefficients de compressibilités (C_c) des mélanges s/b.....	106
Figure III.32: Variation des coefficients de gonflement (C_s) des mélanges s/b.....	106
Figure III.33: Courbes des tassements en fonction du temps.....	107
Figure III.34: Variation des coefficients de consolidation (C_v) des mélanges s-b.....	108
Figure III.35: Conductivité hydraulique des mélanges S/B.....	108
Figure III.36: Essais de cisaillement à teneur en eau de compactage pour les mélanges.....	110
Figure III.37: Variation de l'angle de frottement et la cohésion des mélanges s- b.....	111
Figure III.38: Variation du taux de gonflement et l'angle de frottement en fonction du %b... ..	112

Figure III.39: Variation de G et k en fonction %b.....	112
Figure IV. 1: Compactage statique des éprouvettes.....	116
Figure IV.2: Cellule triaxiale pilotée par des contrôleurs pression- volume.....	116
Figure IV.3: Phase de saturation: variation de volume en fonction de temps.....	118
Figure IV.4: Variation des volumes entrants et sortants en fonction du temps.....	122
Figure IV.5: Variation des débits entrants et sortants en fonction du temps.....	123
Figure IV.6: Variation de perméabilité en régime permanent en fonction de la contrainte....	123
Figure IV.7: Variation des volumes entrants et sortants en fonction du temps	125
Figure IV.8: Variation de la perméabilité en régime permanent	126
Figure IV.9: Variation de la perméabilité en régime permanent en fonction de i.....	126
Figure IV.10: Variation de la perméabilité en fonction de l'indice des vides (Daoud, 1996)..	127
Figure IV.11: Principe de l'évolution de e, k et de σ_3' dans le cas des sols fins.....	128
Figure IV.12: Variation de e en fonction de la contrainte pour i = 57,14	128
Figure IV.13: Variation de e en fonction de k pour différentes contraintes effectives.....	128
Figure IV.14: Variation de k en régime permanent en fonction i	129
Figure IV.15: Principe du « Pulse Test ».....	129
Figure IV.16: Schéma de principe de l'essai Pulse.....	130
Figure IV.17: Variation de la pression (méthode pulse) en fonction du temps (i = 57,14).....	132
Figure IV.18: Variation de la perméabilité en fonction du temps	133
Figure IV.19: Variation de k en fonction de la contrainte moyenne effective	133
Figure IV.20: Variation de la pression (méthode pulse) en fonction du temps	134
Figure IV.21: Variation de k en fonction de temps pour différentes pressions	135
Figure IV.22: Variation de la perméabilité pour différentes pressions	135
Figure IV.23: Variation de la perméabilité pour différentes pressions initiales	136
Figure IV.24: Variation de k en fonction de la contrainte pour les deux méthodes.....	137
Figure IV.25: Variation de k en fonction de la contrainte par les trois méthodes.....	138
Figure IV.26: Evolution de la perméabilité en fonction de l'indice des vides.....	140
Figure IV.27: Evolution de k en fonction de la contrainte isotrope de confinement effective.	140
Figure IV.28: Préparation de l'eau désaérée ; matériel utilisé pour la désaération de l'eau....	142
Figure IV.29: Saturation et mises en place des plaques.....	143
Figure IV.30: Préparation des matériaux et matériels.....	143
Figure IV.31: Mise en place de la plaque tensiométrique.....	144
Figure IV.32: Courbe d'étalonnage du PEG (Cui, 1993)	144
Figure IV.33: Courbe d'étalonnage de PEG20000.....	145
Figure IV.34: Mise en place des échantillons dans les béciers	146
Figure IV.35: Variation de l'humidité relative en fonction du temps à solutions osmotiques.	147
Figure IV.36: Contrôle de la succion dans un dessiccateur à solution saline saturée	148
Figure IV.37: Matériel utilisé pour les pesées hydrostatiques dans le Kerdane.....	149
Figure IV.38: Etapes de la mesure des pesées hydrostatique dans le Kerdane.....	149
Figure IV.39: Gammes de succions couvertes par les trois méthodes.....	150
Figure IV.40: Chemin de D-H du mélange S ₈₅ B ₁₅ (pâte).....	152
Figure IV.41: Chemin de D-H du mélange S ₈₅ B ₁₅ (compacté à l'OPN)	155
Figure IV.42: Chemin de D-H du mélange S ₈₅ B ₁₅ (compacté à l'OPN-2).....	156
Figure IV.43: Chemin de D-H du mélange S ₈₅ B ₁₅ (compacté à l'OPN+2).....	157
Figure IV.44: Chemin de D-H du mélange S ₈₅ B ₁₅ (compacté à l'OPN-2, OPN +2 , OPN).....	158
Figure IV.45: Préparation des échantillons s/b (courbes caractéristiques (PF W N°42)	160
Figure IV.46: Courbes caractéristiques des mélanges s/b.....	161
Figure IV.47: Préparation des échantillons pour l'essai de la conductivité hydraulique en non saturé du mélange compacté S ₈₅ B ₁₅	162

Figure IV.48: Schéma de principe de l'essai de perméabilité dans le dessiccateur.....	163
Figure IV.49: Batterie de dessiccateurs	163
Figure IV.50: Schéma de principe de l'échange d'eau entre l'échantillon et l'enceinte du dessiccateur.....	165
Figure IV.51: Variation de la masse des échantillons en fonction du temps pour différentes succions imposées.....	167
Figure IV.52: Variation du volume d'eau échangé des échantillons en fonction du temps pour différentes succions imposées(volume d'eau échangé (masse finale -masse (j)).....	167
Figure IV.53: Variation du volume d'eau échangé ($\ln(V_w T - V_w(t))$)des échantillons en fonction du temps pour différentes succions imposées(volume d'eau échangé.....	167
Figure IV.54: Evolution de la perméabilité en fonction de la succion imposée.....	168
Figure IV.55: Schéma de principe de l'évolution de k dans le cas où on suppose qu'elle ne dépend que du degré de saturation $k = f(S_r)$	168
Figure IV.56: Evolution de la perméabilité en fonction de $\log(-u_w)$	170
Figure V.1: Variation du volume entrant en fonction du temps (1 ^{ère} phase de saturation).....	173
Figure V.2: Variation du volume entrant en fonction du temps (2 ^{ème} phase de saturation)	174
Figure V.3: Variation du volume en fonction du temps (Phase de consolidation).....	175
Figure V.4: Etat des échantillons à la fin des essais de cisaillement CU sur le mélange $S_{85}B_{15}$	176
Figure V.5: Variation de la contrainte déviatorique en fonction des déformations axiales.....	177
Figure V.6: Essais triaxiaux CU du mélange $S_{85}B_{15}$ compacté	178
Figure V.7: Etat des échantillons à la fin des essais CD sur le mélange $S_{85}B_{15}$	179
Figure V.8: Essais triaxiaux drainés CD sur le mélange compacté 85%S+15%B.....	180
Figure V.9: Variation de la contrainte déviatorique en fonction des déformations axiales.....	181
Figure V.10: Etat des échantillons à la fin des essais CD($S_{85}B_{15}$ (H= 50mm)).....	181
Figure V.11: Essais triaxiaux drainés CD (H=50mm)	183
Figure V.12: Etats des échantillons à la fin des essais de cisaillement CU et CD	184
Figure V.13: Chemins de contraintes des essais CU et CD pour H=70 mm	185
Figure V.14: Phases de consolidation des essais CD pour différents élancement.....	186
Figure V.15: Photos des échantillons cisailés dans le cas CD pour différents élancement.....	186
Figure V.16: Chemins de contraintes des essais CD différents élancement.....	188
Figure V.17: Variation du module sécant en fonction de la contrainte moyenne effective.....	188
Figure V.18: Préparation des échantillons (essais triaxiaux à teneur en eau constante).....	189
Figure V.19: Préparation de la cellule pour l'essai triaxial à teneur en eau constante.....	190
Figure V.20: Cisaillement des échantillons à teneur en eau constante.....	192
Figure V.21: Résultats des essais de cisaillement à teneur en eau constante.....	194
Figure V.22: Variation des caractéristiques mécaniques apparentes en fonction de w	195
Figure V.23: Variation du module sécant E_{50} en fonction de la contrainte de confinement ...	195
Figure V.24: Variation de q_{max} maximale en fonction de w et s	196
Figure V.25: Variation du E_s en fonction des déformations pour les essais à w constante.....	197
Figure V.26: Essai de compression simple sur les échantillons compactés.....	198
Figure V.27: Evolution de la contrainte déviatorique en fonction des déformations axiales..	198
Figure V.28: Variation de q_{max} et E_{50} en fonction de la teneur en eau et de la succion initiale.	199
Figure V.29: Variation de E_s en fonction en fonction des déformations axiales.....	199
Figure V.30: Superposition des résultats des essais de cisaillement à teneur en eau constante et compression simple.....	201
Figure V.31: Superposition des résultats dans le plan $[p-q_{max}]$	202
Figure V.32: Superposition des résultats des modules sécants.....	202
Figure V.33: Superposition des résultats des $E_{s_{max}}$ et E_{50}	203

Liste des tableaux

Tableau I.1: Différents types de stockages selon la législation française	8
Tableau I.2: Production des déchets par habitant de plusieurs villes	9
Tableau I.3: Evolution du volume de déchets à Alger (Algérie).....	9
Tableau I.4: Réglementation pour les installations de stockage des déchets.....	11
Tableau II.1: Unités de mesure de la succion dans le sol (Delage et Cui,2000).....	30
Tableau II.2: Relation succion / humidité relative (T= 20°C)	33
Tableau II.3: Equations empiriques non linéaires d'écoulement dans les sols	39
Tableau II.4: Facteurs affectant la perméabilité (Gaidi, 2002)	40
Tableau II.5: Modèles d'ajustement de la courbe caractéristique du sol.....	62
Tableau II.6: Modèles d'estimation de la conductivité hydraulique en non saturée.....	63
Tableau III.1: Composition chimique de la Bentonite de Maghnia.....	81
Tableau III.2: Surface spécifique totale (Sst) de la bentonite.....	84
Tableau III.3: Surfaces spécifiques totales (Sst) de quelques argiles	84
Tableau III.4: Limites de consistance de la bentonite.....	84
Tableau III.5: Activité de différents minéraux.....	85
Tableau III.6: Résultats de l'activité de la bentonite de Maghnia.....	86
Tableau III.7: Analyse chimique du sable de dune.....	87
Tableau III.8: Résultats de l'analyse granulométrique du sable de dune	87
Tableau III.9: Equivalent de sable du sable dunaire.....	89
Tableau III.10: Paramètres Proctor Normal des mélanges bentonite- sable de dune.....	92
Tableau III.11: Densité des grains solides des mélanges sable de dune –bentonite.....	94
Tableau III.12: Comparaison des paramètres de l'OPN mesurés et corrélés.....	96
Tableau III.13: Classification de Sanglerat	97
Tableau III.14: Classification de Dakstana	98
Tableau III.15: Estimation indirecte du potentiel de gonflement du mélange 85%S+15%B..	98
Tableau III.16: Gonflement libre des mélanges sable de dune- bentonite.....	100
Tableau III.17: Pression de gonflement des mélanges sable de dune- bentonite.....	101
Tableau III.18: Paramètres mécaniques du sable de dune.....	110
Tableau III.19: Caractéristiques mécaniques des mélanges sable de dune-bentonite	111
Tableau IV.1: Programme expérimental des essais de perméabilité en régime permanent...	120
Tableau IV.2: Perméabilité pour différentes contraintes moyennes effectives.....	123
Tableau IV.3: Perméabilité en fonction du gradient hydraulique ($\sigma'_3 = 400\text{kPa}$).....	126
Tableau IV.4: Programme expérimental des essais de perméabilité en régime transitoire....	131
Tableau IV.5: Effet de la contrainte de confinement moyenne sur la perméabilité.....	133
Tableau IV.6: Effet de la variation de la pression sur la perméabilité.....	134
Tableau IV.8: Succion imposée en fonction de la Concentration du PEG.....	145
Tableau IV.9: Préparation des solutions salines : succions en fonction de Hr	148
Tableau IV.10: Paramètres des chemins de D-H (pâte et compactés).....	154
Tableau IV.11: Corrélations des paramètres.....	159
Tableau V.1: Contre pressions appliquée pour la saturation (2 ^{ème} phase).....	173
Tableau V.2: Contrainte moyenne effective appliquée pour la consolidation.....	174
Tableau V.3 : Caractéristiques mécaniques du mélange S ₈₅ B ₁₅ (CU, CD).....	184
Tableau V.4 : Caractéristiques mécaniques du mélange S ₈₅ B ₁₅ (CD, H=70mm et H=50mm)...	186
Tableau V.5 : Teneur en eau et succion avant et après cisaillement des échantillons.....	190

Introduction générale

La croissance de la population dans les zones urbaines et les centres ruraux conduisent à la génération de volumes de déchets de plus en plus importants.

Les déchets sont inévitables et certains peuvent même être extrêmement dangereux. Il faut d'une part, essayer de les réduire, et d'autre part, de les gérer. Cela est possible en entreposant les déchets en surface ou en les enfouissant au sein du sol lui-même. Dans les deux cas, le risque de contamination de la nappe souterraine existe si des précautions dans le sens de l'imperméabilisation du sol encaissant ne sont pas observées. Le risque de pollution de la nappe est grandissant pour les régions du sud. Ceci est dû, d'une part à l'augmentation progressive du volume de déchets domestiques (expansion des villes) et industriels (exploitation des hydrocarbures), et d'autre part à l'absence quasi-totale de cours d'eau qui se déversent vers la mer.

L'efficacité des couches étanches dépend de leur comportement mécanique, de leur comportement hydraulique et de leurs propriétés d'atténuation et de rétention de la contamination. Elles doivent résister, structurellement et dans le temps, aux attaques physiques et chimiques, et offrir de bonnes propriétés mécaniques et physico-chimiques.

L'expérience a montré que le fond et les flancs de l'installation de stockage des déchets (ISD) doivent répondre au minimum à une perméabilité en saturé inférieure à 10^{-9} m/s. L'angle de frottement recommandé pour les interfaces sols/géosynthétiques bentonitiques dans les installations de stockage des déchets est de l'ordre de 26° .

Il existe plusieurs types de couches étanches. Les couches d'argile, les couches sable-bentonite, les membranes bentonite/géosynthétique, les géomembranes, les parois verticales en béton, etc. Le choix entre ces solutions sera guidé par des considérations économiques et pratiques comme la disponibilité de matériaux, la facilité de mise en oeuvre, le savoir-faire local, etc.

Les sols argileux compactés présentent des performances vis-à-vis de la perméabilité qui sont souvent intéressantes. Ils constituent de ce fait des matériaux de prédilection dans la construction des systèmes étanches. Ces mêmes sols, présentent la particularité de perdre leur résistance en présence d'eau, ce qui pose un problème de portance de la barrière étanche.

L'Algérie génère chaque année 10 à 12 millions de tonnes de déchets ménagers. Elle compte 3000 décharges sauvages. On compte 88 % de décharges sauvages, 9 % de décharges semi-contrôlées et 3 % de décharges contrôlées 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 constituée d'un mélange de sable de dune de la région de Laghouat et de bentonite de Maghnia.

L'objectif principal de cette étude est d'évaluer expérimentalement le comportement hydro-mécanique de mélanges de sable de dune-bentonite, portés à des états de saturation différents et rechercher, ce 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 cinq 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 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 , $e...$) (chemins de drainage-humidification). La deuxième partie consiste à présenter la définition de la perméabilité saturée des sols ainsi qu'une étude paramétrique des facteurs influant sur ce paramètre en les subdivisant en trois grandes familles. La troisième partie présente la définition de la perméabilité 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. Les modèles d'estimation de ce paramètre sont indiqués. Enfin, on complète ce deuxième chapitre par une quatrième partie où on présente l'étude du comportement mécanique sur des chemins de contraintes dans les deux états ; saturé et partiellement saturé, ainsi que les facteurs qui influent sur les caractéristiques mécaniques des sols.

Le troisième chapitre présente les résultats des essais de caractérisation chimiques, physiques et mécaniques du sable de dune, la bentonite de Maghnia, et des mélanges sable-bentonite. Par la suite, et en se basant sur le critère de perméabilité, on a adopté une formulation pour le mélange sable-bentonite qui sera retenue pour la suite de l'étude.

Le quatrième chapitre est consacré à l'étude du comportement hydrique du mélange adopté. Deux méthodes de mesure directe de la perméabilité saturée ont été mises en évidence: Mesure en régime permanent (à charge constante) et mesure en régime transitoire: la méthode utilisée est celle dite « *pulse test* ». 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 chemin de drainage-humidification du mélange adopté est présentée dans la deuxième partie. Dans la

troisième partie, des mesures de perméabilité dans le domaine non saturé ont été réalisées dans des dessiccateurs à solutions salines saturées.

Le chapitre cinq présente une étude du comportement mécanique sur chemin de contraintes triaxiales du mélange adopté. Dans le domaine saturé, des essais triaxiaux saturés en conditions drainées CD et non drainées CU avec mesure des pressions interstitielles ont été réalisés. Une étude comparative entre ces essais est conduite. Dans le domaine non saturé, des essais triaxiaux à teneur en eau constante du mélange compacté à différentes teneurs en eau ont été réalisés sous différentes contraintes de confinement. Finalement, des essais de compression simple sur le même mélange initialement compacté à différentes teneurs en eau ont été réalisés.

On termine ce travail par des conclusions générales qui résument les principaux résultats obtenus. Des perspectives à court et moyen termes ont été proposées.

Chapitre I :

Généralités sur les Installations de Stockage des Déchets (I.S.D)

1. Introduction

Dans le domaine de la gestion des déchets, beaucoup de pays ont développé différents types d'approches pour offrir un ensemble de solutions adaptables à leurs capacités d'investissement et de gestion. La diversification des techniques de traitement des déchets amène à des choix parfois complexes. Chaque mode de traitement présente des avantages et des inconvénients. Il faut déterminer le mode de traitement le plus adapté au contexte socio-économique local.

Les centres d'enfouissement technique (CET.) sont des procédés géotechniques considérés comme une méthode d'élimination des déchets. Par ces barrières étanches passive et active, dont la perméabilité est très faible, les CET. peuvent limiter les désordres et les circulations d'eau.

Les couches étanches à base de sols compactés sont utilisées pour isoler les contaminants et les matériaux contaminés de l'environnement extérieur et empêcher par le fait même la contamination des sols, des eaux souterraines et de l'air. Une des solutions actuelles est de les contenir dans des lieux spécifiques ceinturés d'une couche étanche protectrice. L'efficacité de ces couches dépend de leur comportement mécanique, hydraulique et de leurs propriétés d'atténuation et de rétention de la contamination.

D'après les recommandations de la communauté Européenne, le coefficient de perméabilité saturée doit être inférieur à 10^{-9} m/s pour les fonds des installations de déchets ménagers et spéciaux (Van Impe et Bouazza, 1996). Ces recommandations sont conformes avec celles préconisées par le ministère de l'aménagement du territoire, de l'environnement et du tourisme algérien. Guide des techniciens communaux pour la gestion des déchets ménagers et assimilés (2009).

Les sols argileux compactés présentent des performances vis-à-vis de la perméabilité qui sont souvent remarquables. Ces mêmes sols présentent la particularité de perdre leur résistance en présence d'eau ce qui pose un problème de portance de la barrière étanche.

Une solution technologique consiste à utiliser un mélange sable-bentonite (Daniel, 1984; Harrop-Williams, 1985; Holtz, 1985 ; Haug et al., 1988 ; Chapuis, 1990; Parker et al., 1993; Kuroda et al., 1993; Thériault, 2000; Goran et al., 2002; Blatz et al., 2002; Chalermyanont et Arrykul, 2005; Aina, 2006; Kouloughli, 2007; Cui et al., 2008; Ameta et al., 2008). Les

différents pourcentages de bentonite additionné au sable varient selon le type de bentonite, calcique ou sodique (Lauffer and Shober 1961 ; Schnitter and Zeller, 1961 ; D'Appolonia, 1980 ; Lopez et al., 1984; Nishigaki et al., 1994; Montañez, 2002 ; Kouloughli, 2007).

Dans ce chapitre, on présente en premier lieu, des généralités sur les centres d'enfouissement techniques « CET » 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 travail, la bentonite étant l'argile qui constitue le matériau de base pour la réalisation des fonds de stockage de déchets, on présente brièvement les propriétés des argiles.

2. Généralités sur les centres de stockage de déchets

Avant 1930, et dans beaucoup de pays, les déchets ménagers étaient stockés sur des sites non contrôlés à proximité des habitations. Ce stockage aléatoire était la source de nuisances telles que les odeurs, la présence d'insectes, les incendies et la contamination des eaux de surface et des nappes souterraines voisines.

Durant ces dernières années, les statistiques montrent que la production des déchets ménagers a presque doublé ou plus à cause de la croissance de la population et du changement de mode de consommation. Ce qui a entraîné une évolution de la composition quantitative et qualitative des déchets (Aina, 2006).

La connaissance de la quantité de déchets produits permet d'optimiser en fonction de la croissance démographique, la capacité des centres de stockage de déchets. Elle permet de planifier le stockage et de définir la durée de vie des centres.

La mise en place des décharges doit être effectuée suivant certaines règles et dispositions qui permettent d'éviter les impacts sur l'environnement, ce qui revient à maîtriser les phénomènes de fermentation en contrôlant la nature de déchets enfouis et le flux de déchets enfouis et les flux liquides et gazeux générés.

L'Algérie génère chaque année 10 à 12 millions de tonnes de déchets ménagers. Elle compte 3000 décharges sauvages dont 88 % de décharges sauvages, 9 % de décharges semi - contrôlées et 3 % de décharges contrôlées 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 (ministère de l'aménagement du territoire, de l'environnement et du tourisme algérien « MATET ». Guide des techniciens communaux pour la gestion des déchets ménagers et assimilés (2009)).

Le risque de pollution de la nappe souterraine est plus probable pour les régions du sud de l'Algérie. Ceci est dû, d'une part à l'augmentation progressive du volume des déchets domestiques (expansion des villes) et industriels (exploitation des hydrocarbures), et d'autre part à l'absence quasi-totale des cours d'eau qui se déversent vers la mer. En conséquence, les substances chimiques générées par ces déchets demeurent dans le sol et seront lessivées par la suite vers les nappes d'eau potable par les processus d'infiltration des eaux pluviales.

Avant de présenter les définitions des C.E.T, il est nécessaire de présenter les définitions juridiques des déchets ainsi que leurs classes selon la réglementation algérienne qui dépend de leurs natures et de leurs toxicités.

2.1. Définitions juridiques des déchets

Le type et la structure de stockage dépendent de la nature et des caractéristiques des déchets. D'après le Guide Algérien des Techniciens Communaux pour la Gestion des Déchets Ménagers et Assimilés (2009), la Loi N°01-19 du 12/12/2001 p7 relative à la gestion, au contrôle et à l'élimination des déchets arrête (officiellement) les définitions des différents types de déchets comme suit :

- **Déchets** : tout résidu d'un processus de production, de transformation ou d'utilisation et plus généralement toute substance, ou produit et tout bien meuble dont le propriétaire ou le détenteur se défait, projette de se défaire, ou dont il a l'obligation de se défaire ou de l'éliminer.
- **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. Déchets d'activité de soins : tous déchets issus des activités de diagnostic, de suivi et de traitement préventif ou curatif, dans les domaines de la médecine humaine et vétérinaire.

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 même en récipient clos ;
- ✓ les déchets radioactifs ou explosifs.

2.2. Classification des déchets

Selon le Ministère de l'aménagement du Territoire de l'Environnement et du Tourisme (MATET), les déchets sont classés comme suit :

2.2.1. Selon leur nature

La classification des déchets d'après leur nature aboutit à trois catégories essentielles: déchets solides, déchets liquides et déchets gazeux.

2.2.2. Selon le mode de traitement et d'élimination :

Professionnels et chercheurs s'accordent à regrouper les déchets solides en quatre grandes familles:

- ✓ **Les déchets inertes** : Généralement constitués d'éléments minéraux stables ou inertes au sens de leur incompatibilité avec l'environnement et qui proviennent de certaines activités d'extraction minière ou de déblais de démolition (terre, gravats, sables, stériles, etc.)
- ✓ **Les déchets banals** : Cette catégorie regroupe essentiellement des déchets constitués de papiers, plastique, cartons, bois produit par des activités industrielles ou commerciales et déchets ménagers.
- ✓ **Les déchets spéciaux** : Ils peuvent contenir des éléments polluants et sont spécifiquement issus de l'activité industrielle (boues de peintures ou d'hydroxyde métallique, cendres d'incinération, etc.). Certains déchets sont aussi dits spéciaux lorsque leur production importante sur un même site entraîne des effets préjudiciables pour le milieu naturel (mâchefers des centrales thermiques, phosphogypse, ainsi que certains déchets provenant des laboratoires universitaires et hospitaliers, etc.).
- ✓ **Les déchets dangereux** : Issus de la famille des déchets spéciaux, ils contiennent des quantités de substances toxiques potentiellement plus importantes et présentent de ce fait beaucoup plus de risques pour le milieu naturel (poussières d'aciéries, rejets organiques complexes, bains de traitement de surface contenant soit du chrome, cyanure ou une forte acidité et mercuriels).

2.2.3. Selon le comportement et les effets sur l'environnement :

A ce titre on distingue :

- ✓ **Les déchets inertes** : Pouvant être différenciés suivant leur caractère plus ou moins encombrant, en débris plus ou moins volumineux jusqu'aux carcasses d'automobiles, chars, avions, bus, etc.
- ✓ **Les déchets fermentescibles** : Principalement constitués par la matière organique, animale ou végétale à différents stades de fermentation aérobies ou anaérobies.
- ✓ **Les déchets toxiques**: Poisons chimiques ou radioactifs qui sont générés soit par des industries, soit par des laboratoires ou tout simplement par des particuliers qui se débarrassent de leurs ordures de certains résidus qui devraient être récupérés séparément (ex. : flacons de médicaments, seringues, piles et autres gadgets électroniques, etc.).

2.2.4. Selon l'origine :

Pour les besoins de notre travail, nous avons opté pour une classification comprenant seulement deux (02) grandes classes de déchets solides en se basant sur la source des déchets : les déchets industriels et déchets urbains.

- ✓ **Les déchets industriels** : Hormis les résidus assimilables aux ordures ménagères, tant par leur nature que par leur volume modeste, on distingue dans cette classe :
 - Les déchets inertes: Provenant de chantiers de construction, transformation des combustibles et de l'énergie (gravats, cendre, etc.), métallurgie (scories, laitiers, mâchefers, etc.).
 - Les déchets des industries agricoles et alimentaires.
 - Les déchets pouvant contenir des substances toxiques par des industries variables (ex. : ateliers artisanaux, galvanoplastie, chromage, miroiterie, etc.).

- Les déchets radioactifs : Le transport et la destruction des déchets industriels posent des problèmes particuliers dont la solution –consentie ou imposée- devra être à la charge des industries polluantes avec si besoin une aide appropriée des gouvernements.
- ✓ **Les déchets urbains** : A partir de la notion « d’ordure ménagère », vocable par lequel on a longtemps désigné les résidus des ménages correspondant, de par leur origine et leur nature, à une certaine limitation en quantité et en dimensions, on a été conduit du fait de l’évolution du niveau de vie répercuté par les caractéristiques quantitatives et qualitatives des déchets, à passer à la notion plus générale de résidus ou déchets urbains.

Selon le mode d’enlèvement des déchets on distingue quatre catégories :

- Les déchets constitués par des éléments de faible dimension (ordures ménagères, ordures de marché, déchets artisanaux et commerciaux assimilables aux ordures ménagères).
- Les déchets hospitaliers qui, sans exceptions, font l’objet de collecte séparée.
- Les déchets encombrants appelés aussi « monstres » constitués par des objets volumineux qui ont été réformés et mis au rebus (vielle baignoire, vieux sommier, etc.)
- Les souillures qui proviennent du nettoyage et du balayage des voies publiques (feuilles, branchage, déchets des plages, etc.).

Le tableau I.1 présente une classification synthétique des déchets et de leur stockage selon la législation française (cité dans Gaidi, 2002).

Tableau I.1 : Différents types de stockages selon la législation française

	Classe I	Classe II	Classe III
	SITES IMPERMEABLES	SITES SEMI IMPERMEABLES	SITES PERMEABLES
Nature des déchets	Industriels spéciaux	Ménagers	Inertes
But	Eviter la dispersion dans l’environnement	Vers un déchet ultime et éviter la dispersion	Eviter la dispersion dans l’environnement
Aménagement	Enveloppe étanche (fond et couverture)	Enveloppe étanche (fond et couverture)	Pas d’étanchéité de couverture
Future	Long terme pas d’évolution	20/30 fermentescibles évolutifs	Long terme Pas d’évolution
Ultérieurement	Maintien ; surveillance ; mémoire	Abandon ; aménagement du site pour d’autres usages	Aménagement du site pour d’autres usages

2.3. Production des déchets

La production croissante des déchets a provoqué la multiplication de grandes décharges sauvages un peu partout, autour des grandes villes, sans compter celles qui naissent et grandissent d’elles mêmes, dans les terrains vagues à l’intérieur des villes. Cette augmentation est liée à la croissance démographique et au développement économique et social du pays.

La quantification des déchets solides est essentielle pour une planification du système de gestion et par conséquent des centres de stockages de déchets, maillon ultime de toute filière

de traitement. A noter que le ratio de production par habitant est variable suivant les pays et les villes (tableau I.2). D'après ce tableau, l'Algérie est classée parmi les pays les plus productifs des déchets.

Tableau I.2 : Production des déchets par habitant de plusieurs villes (Aina, 2006)

Ville	Pays	Production de déchets (kg/hab/j)
Alger	Algérie	0,75-1
Ouagadougou	Burkina faso	0,62
Bobo dioulasso	Burkina faso	0,55
Hong- kong	Chine	0,7
Rabat	Maroc	0,6
Grand casablanca	Maroc	0,89
Nouakchot	Mauritanie	0,21
Moyenne nationale	Inde	0,41
Kuala Lumpur	Malaisie	1,7
Moyenne nationale	Vietnam	0,61
Youndé	Cameroun	0,85

Les différences de production spécifique journalière entre les villes et les régions, et même à l'intérieur des pays sont dues aux modes de vie des populations locales, aux niveaux de vie mais aussi, en partie, aux procédures d'évaluation des tonnages qui peuvent varier d'un centre de recherche à un autre. Les statistiques montrent que la production des déchets ménagers en Algérie a presque doublé ces dernières années (tableau 3).

Tableau I.3 : Evolution du volume de déchets en Algérie (Mezouari, 2002)

Année	Taille des villes	Production (kg/hab/j)
1980	Villes moyennes	0,5
	Grandes villes	-
2000	Villes moyennes	1,0
	Grandes villes	1,2

2.4. Définition des Centre d'enfouissement technique

C.E.T. - *Centre d'Enfouissement Technique* -, est l'appellation utilisée à la place de l'ancienne notion de décharge contrôlée, parce qu'elle reflète mieux les hautes exigences techniques auxquelles sont actuellement soumis tant l'aménagement des sites que la gestion des déchets lors de l'élimination sur ou dans le sol (*d'après le Manuel relatif aux matières naturelles pour barrières argileuses ouvragées pour C.E.T*, Marcoen et al. 2001).

D'après le MATET, un CET est une installation (classée) qui réceptionne les déchets ménagers 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).

Le terme enfouissement implique le recouvrement des déchets mais sans distinction entre le déversement sur le sol – C.E.T. en tumulus ou en vallon – ou dans le sol, dans des carrières désaffectées par exemple.

Plus généralement, on définit les centres d'enfouissement technique comme « un site d'élimination des déchets par dépôt des déchets sur ou dans la terre (c'est-à-dire en sous-sol), y compris :

- Les décharges internes (les décharges où un producteur de déchets procède lui même à l'élimination des déchets sur le lieu de production) ;
- un site permanent (pour une durée supérieure à un an) utilisé pour stocker temporairement les déchets, à l'exclusion ;
- des installations où les déchets sont déchargés afin de permettre leur préparation à un transport ultérieur en vue d'une valorisation, d'un traitement ou d'une élimination en un endroit différent ;
- du stockage des déchets avant valorisation ou traitement pour une durée inférieure à trois ans en règle générale ;
- du stockage avant élimination pour une durée inférieure à un an.

Le but des CET est le stockage permanent c'est-à-dire sans intention de reprise ultérieure des déchets, avec la garantie d'une haute protection de l'environnement.

2.5. Barrières étanches

Il s'agit d'examiner et de préciser les moyens de qualification, de mise en oeuvre et de contrôle d'une barrière étanche rapportée en fond de fouille, sur les flancs, ainsi qu'en couverture, sur un site dont le substratum naturel ne satisfait pas aux spécifications et contraintes environnementales réglementaires.

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.

De plus, leur capacité d'échange cationique leur confère un rôle de barrière physico-chimique vis -à- vis de certains radioéléments, améliorant ainsi la capacité de confinement du système.

Ces mêmes sols, présentent la particularité de perdre leur résistance en présence d'eau, ce qui pose un problème de portance de la barrière étanche.

Le matériau répondra à différents objectifs, liés à l'obtention d'un coefficient de perméabilité inférieur à 10^{-9} m/s in situ, à la stabilité mécanique de l'ouvrage mais aussi au maintien des performances à long terme de la barrière argileuse dans les conditions d'exploitation.

Les réglementations européenne et américaine intègrent des seuils de perméabilité pour les différentes installations de stockage de déchets ménagers et spéciaux. Le tableau I.4 présente les grandes lignes de ces réglementations (Van Impe et Bouazza, 1996 ; Cazeaux, 2001) et montre la diversité qui existe entre les différents pays.

Tableau 4 : Réglementations pour les installations de stockage des déchets (Van Impe et Bouazza, 1996 ; Cazeaux, 2001)

Pays	Déchets ménagers				Déchets spéciaux			
	fond		Couverture		Fond		Couverture	
	e (m)	k (m/s)	e (m)	k (m/s)	e (m)	k (m/s)	e (m)	k (m/s)
C.E	1	1.10^{-9}	nd	nd	5	1.10^{-9}		
Allemagne	0.75	5.10^{-10}	0.5	5.10^{-9}	1.5 3	5.10^{-10} 1.10^{-7}	0.5	5.10^{-10}
Autriche	0.5 ou 0.75	5.10^{-10} ou 1.10^{-9}	0.4	1.10^{-9}	0.5	5.10^{-10}	0.5	1.10^{-9}
Belgique (a. Flandres, b. Wallonie)	a : 3 b : nd	a : 1.10^{-9} b : nd	nd	nd	1	nd		
Danemark	0.5 ou LCS	1.10^{-10}	0.5	1.10^{-10}				
France	1 5	1.10^{-9} 1.10^{-6}	1	1.10^{-9}	5	1.10^{-9}	1	1.10^{-9}
Portugal	1	nd			1	nd		
Suisse	0.8 10	1.10^{-9} 1.10^{-7}	nd	nd				
USA	0.6	1.10^{-9}	nd	nd	0.9	1.10^{-9}	0.45	1.10^{-9}

C.E : Communauté Européenne

e : épaisseur en mètre / nd : non défini

2.5.1. Couches d'argile sont utilisées lorsque des matériaux argileux en quantité suffisante, relativement homogènes et compactables, sont disponibles à un coût raisonnable.

La pérennité de ces couches est très bonne autant qu'elles ne subissent pas de mouvements différentiels importants et qu'elles soient à l'abri des intempéries, donc des cycles de gel-dégel et des cycles de mouillage-séchage. La minéralogie et l'arrangement des particules peuvent être affectés par l'action d'acides, de bases ou de composés organiques ou encore par des échanges de cations.

2.5.2. Membranes bentonite/géosynthétique : Elles sont formées d'une couche d'environ 5 kg/m^2 de bentonite sèche, contenant ou pas une colle soluble à l'eau, qui est placée sur un support constitué d'un géotextile ou d'une géomembrane.

Il existe plusieurs variétés de ces membranes bentonite/géosynthétiques. Certaines sont recouvertes d'un géotextile, certaines sont aiguilletées, c'est-à-dire que les géotextiles du haut et du bas qui recouvrent la membrane sont liés par des files, à plusieurs endroits à l'intérieur de la membrane. La conductivité hydraulique de ces produits varie entre 4×10^{-9} et $3 \times 10^{-10} \text{ cm/s}$, avec une tendance à décroître lorsque la contrainte appliquée augmente (Thériault, 2000).

Il y a peu d'information concernant la pérennité des membranes bentonite/géosynthétiques étant donné que ce sont des produits nouveaux. En ce qui concerne la bentonite, la résistance aux produits chimiques est la même que celle des couches sable-bentonite décrite plus bas. Les géotextiles ou géomembranes résistent assez bien à la plupart des agents chimiques.

2.5.3. Géomembranes ou membranes synthétiques: Elles sont constituées de polymères. Il y en a de nombreuses sortes comme entre autres celles de chlorures de polyvinyle (PVC), celles de polyéthylènes (LDPE : *low density polyethylene*, HDPE : *high density polyethylene*) et celles de chloro-sulfures de polyéthylène (CSPE), qui font partie de la famille des polymères thermoplastiques pour ne nommer que ceux-là.

Certaines géomembranes contiennent des plastifiants pour enlever leur rigidité, comme les chlorures de polyvinyle, et d'autres pas, ce qui en fait des matériaux relativement rigides, comme les polyéthylènes (HDPE). On retrouve les géomembranes, nommées ci-dessus, en panneaux de différentes largeurs dont l'épaisseur varie entre 0,25 et 2,5 mm dépendant des sortes. Les géomembranes ont une conductivité hydraulique qui est de l'ordre de 10^{-12} cm/s (Thériault, 2000).

Cependant, la performance réelle d'une géomembrane dépend principalement des défauts de fabrication et de mise en place (joints imparfaits) ou encore de l'altération physique (perforations) ou chimique qu'elle subira au cours de sa vie utile. Les points importants à considérer lors de l'évaluation de la pérennité des géomembranes sont la résistance aux produits agents chimiques, la résistance à l'action bactérienne, la résistance aux rayons ultraviolets du soleil, la résistance aux intempéries et la résistance à l'enfouissement. La résistance aux produits chimiques varie selon le type de géomembrane. Il est important de tenir compte de la résistance chimique des joints. Lorsqu'elles sont soumises aux rayons ultraviolets du soleil, certaines géomembranes, comme les PVC et les polyéthylènes, subissent une dégénérescence polymérique qui affecte leurs propriétés mécaniques, en particulier leur flexibilité. De façon générale, les matériaux HDPE et PVC conservent 80 % et plus de leur résistance après qu'ils ont été enfouis (Thériault, 2000).

2.5.4. Les couches sable-bentonite (s/b) : Lorsque les sols en place sont trop grossiers pour être utilisés comme couche étanche et qu'il n'y a pas d'argile compactable disponible à proximité, une solution consiste à utiliser un mélange sable-bentonite (s/b). Les expériences technique et scientifique indiquent qu'en mélangeant un matériau granulaire avec une argile active comme la bentonite, on obtient un mélange de faible perméabilité qui est mécaniquement stable et ceci en dépit de la nature contrastée des propriétés des constituants en terme de dimension des grains et de l'activité chimique (Kouloughli, 2007). Il en résulte que l'agrégation d'un matériau pulvérulent avec la bentonite, si elle est judicieusement proportionnée et compactée, peut satisfaire plusieurs exigences hydrauliques et mécaniques pour des travaux de terre.

Les pourcentages de bentonite utilisés varient généralement entre 3 % et 15 % (Thériault, 2000). Plusieurs facteurs peuvent affecter la pérennité des barrières de sable-bentonite, des facteurs de nature chimique tels que dissolution de minéraux, modification de la minéralogie, modification des doubles couches, et des facteurs de nature physique tels que les cycles de gel-dégel, les cycles de mouillage-séchage et l'érosion interne. Comme les autres argiles, la bentonite peut être affectée par les acides, les bases et les composés organiques, mais elle est particulièrement sensible aux échanges cationiques.

Certaines bentonites commerciales sont traitées pour accroître leur résistance à ces différents facteurs, mais leur comportement à long terme reste incertain. De façon générale, la couche d'eau «non libre» diminue d'épaisseur lorsque la concentration en cations augmente dans le liquide perméant. Ce changement provoque une augmentation de la conductivité hydraulique et une diminution de la stabilité interne du mélange sable-bentonite.

Étant donné que les couches sable-bentonite font partie du sujet principal de cette recherche, la description de leurs propriétés et de leur comportement à long terme est exposée en détail.

Les couches sable-bentonite (s/b) Comme il a été mentionné précédemment, sont utilisées entre autre pour l'enfouissement des déchets, ont comme fonction principale d'isoler les contaminants de l'environnement extérieur et d'empêcher toute contamination des sols, des eaux souterraines et de l'air.

Kouloughli (2007) a résumé les considérations de base pour la sélection de la bentonite et les méthodes de design de ces barrières par la granulométrie du sol de base, la quantité et la minéralogie de la bentonite.

Canada, 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.

Le sable doit aussi posséder des caractéristiques granulométriques telles que la stabilité hydraulique du mélange sera assurée et que la bentonite demeurera à l'intérieur du squelette formé par le sable. Les données de Marcotte et al. (1993) recueillies dans le cadre de l'étude géotechnique réalisée pour les étangs de Trois-Rivières, montrent que le risque de lessivage augmente lorsque les pourcentages de particules fines et de bentonite sont faibles. On peut y remédier en augmentant le pourcentage de particules fines. Bien sûr, les conditions conduisant à un lessivage varient avec le sol étudié, la nature de la bentonite utilisée et peut-être les caractéristiques d'essais. On doit donc vérifier que le mélange sable-bentonite est stable, en réalisant des essais de perméabilité sous des gradients hydrauliques au moins aussi élevés que dans les conditions de terrain, sans papier-filtre qui pourrait arrêter la bentonite, et en suivant l'évolution dans le temps de la conductivité hydraulique et de l'apparence de l'eau percolée (Laine et Miklas, 2002).

Pour de faibles pourcentages de bentonite, le comportement mécanique est contrôlé par le sol pulvérulent. Si par contre le pourcentage en bentonite devenait excessif, les particules de sable ne seraient plus en contact les unes avec les autres et le comportement mécanique serait alors contrôlé par la bentonite et son faible angle de frottement. En ce sens, trop de sécurité sur le pourcentage de bentonite pour atteindre une performance hydraulique peut conduire à un problème de stabilité mécanique des mélanges sur les talus.

3. Choix des matériaux

La bentonite est un matériau de base pour la réalisation des barrières étanches composées de mélange sable – bentonite.

Certaines caractéristiques distinguent les minéraux argileux de type smectite et sont indispensables pour tout matériau de barrière antipollution (Winiarski 1994) :

- ✓ Leurs propriétés de gonflement assurent un bon contact avec la roche hôte et permettent le remplissage des fissures existantes ou qui se développeraient à posteriori;
- ✓ Une très faible perméabilité;
- ✓ Des propriétés d'échange et d'adsorption aptes à retenir préférentiellement certains polluants;

- ✓ Une stabilité physique du matériau lors d'un contact avec l'eau.

En pratique, il n'est pas nécessaire d'effectuer tous les essais simultanément. Le matériau doit d'abord être identifié et répondre aux critères principaux de nature, d'ouvrabilité et de perméabilité.

Pour cela, les matériaux doivent satisfaire aux conditions suivantes (*d'après le Manuel relatif aux matières naturelles pour barrières argileuses ouvragées pour C.E.T*, Marcoen et al., 2001):

3.1. Critères de nature :

- granularité :
 - > 15 % de passant à 2 μm (fraction argileuse)
 - > 30 % de passant à 60 μm
 - < 10 % de refus à 10 mm
 - pas d'élément > 50 mm
- fraction argileuse contenant plus de 10 % de gonflants ;
- CEC / % < 2 μm doit être > 0.3 ;
- teneur en matières organiques M.O \leq 15 % .

3.2. Critères d'ouvrabilité

Ce concept recouvre tout l'aspect de la mise en œuvre. Le matériau est livré sur chantier dans un état de compacité et de teneur en eau donné et doit pouvoir être mis en œuvre de manière à ce que les caractéristiques conditionnant la perméabilité (et la résistance) soient obtenues.

- limite de liquidité < 80%
- indice de plasticité supérieur à 10%, idéalement compris entre 10 et 30%, et inférieur à 40% (des argiles de plasticité supérieure formant des mottes si le matériau est sec et étant trop collantes si le matériau est humide)
- courbe Proctor donnant moins de 5% de variation de compacité pour 2.5% de variation de teneur en eau de part et d'autre de l'optimum Proctor.
- épaisseur : 5 couches de 20 cm \pm 5 cm après compactage, chacune, épaisseur totale, 1m (guide Algériens pour la conception de C.E.T des déchets ménagers 2005).

3.3. Critères de perméabilité

Le coefficient de perméabilité, mesuré pour trois compacités dans l'intervalle de $\pm 2.5\%$ autour de l'optimum Proctor, doit être inférieur ou égal à 1.10^{-9} m/s. Ce chiffre est valable dans le cas d'utilisation du matériau en barrière d'étanchéité.

Pour les couvertures, le coefficient de perméabilité est fixé pour chaque cas d'application.

Dans le cas où le matériau satisfait à ces premières conditions, les essais de détermination des autres caractéristiques permettent d'établir les corrélations et de caractériser la résistance et la tenue dans le temps.

4. Réalisation des CET: contextes réglementaires

La réalisation d'une barrière en sable-bentonite d'une manière réussie passe nécessairement par l'obtention et le maintien d'un mélange homogène en évitant la ségrégation avant et durant le placement, un bon compactage et un bon contrôle de la teneur en eau (Kenny et al, 1991 ; Evans, 1991) et des couches uniformes lors de la pose. Une considération de base dans la sélection et la construction des barrières en sable bentonite est l'éventualité de l'interaction entre la bentonite et le fluide à retenir qui peut causer une augmentation de la conductivité hydraulique et provoquer ainsi une défaillance grave dans le fonctionnement de la barrière (Stewart et al., 1999 ; Kleppe et Olson , 1985). Les mélanges de sable bentonite ont montré de bonnes résistances au phénomène de gel dans des essais de laboratoire (Wong et Haug, 1991) comparés aux barrières en argiles compactées, il est cependant prudent de les protéger contre le gel dégel et la dessiccation (Kouloughli, 2007).

4.1. Principes élémentaires de la conception du C.E.T.

Une attention particulière à la conception du CET évitera des problèmes opérationnels, environnementaux et sociaux. Ainsi la planification d'un CET doit prendre en considération non seulement les aspects environnementaux et techniques mais aussi les aspects communautaires et économiques.

Par ailleurs, il faut prendre en compte la réintégration du site dans son environnement naturel après la fermeture.

Les éléments clés de la conception d'un CET (ISD) sont :

- types et quantités des déchets;
- propriétés des déchets ;
- niveau technique approprié;
- prétraitement des déchets souhaitable.

4.2. Choix du site

Selon le guide Algérien pour la conception de CET des déchets ménagers 2005, un choix du site inapproprié peut causer des dépenses excessives, des risques environnementaux additionnels et des problèmes sociaux et culturels.

Le choix du site d'un CET est une des plus importantes décisions pour la mise en œuvre du schéma directeur de gestion de déchets.

Généralement, les zones suivantes sont considérées à priori comme absolument inappropriées :

- parc national ;
- zones militaires;
- zones avec une distance entre les limites du site et les zones d'habitation le plus proche inférieure à 200 m;
- zones avec mines souterraines;
- zones avec une distance à un aéroport inférieure à 5 km.

En plus la détermination du site d'un C.E.T doit tenir compte de la possibilité d'exploitation sur une période de 15 ans au minimum.

4.3. Réalisation de la barrière : réglementations algériennes

La réalisation de la barrière étanche in situ nécessite certaines procédures importantes, parmi elles, on cite :

- Pour chaque couche, il est procédé au dépôt et régalinge du matériau et au compactage avec mesure de la densité après chaque passe jusqu'à obtenir une compacité constante;
- Des mesures d'épaisseur doivent être réalisées régulièrement: après chaque couche, l'épaisseur totale est mesurée en 5 points;
- Par couche, des échantillons doivent être prélevés pour mesurer la teneur en eau, la masse volumique et la perméabilité;
- La mise en place des matériaux argileux doit permettre un comportement convenable de l'ensemble de la barrière et en particulier une liaison correcte avec les autres constituants;
- Les surfaces finies devront présenter une pente suffisante pour assurer le drainage des liquides. En aucun cas cette pente, vers l'exutoire prévu, ne sera inférieure à 1,5%.

En général, dans le cas des barrières de fond et latérales :

- Le compactage sera réalisé avec un engin permettant d'assurer une liaison correcte entre les couches successives de la barrière argileuse. Pour cela, les engins de type "pied de mouton" seront préférés aux compacteurs lisses. Dans tous les cas, il est nécessaire de réaliser une scarification de la surface de la couche avant le dépôt de la suivante. L'épaisseur de la couche mise en place avant compactage tiendra compte des caractéristiques de l'engin (longueur des pieds de mouton par exemple) afin d'assurer d'une part l'épaisseur finale voulue et d'autre part la non-détérioration des couches sous-jacentes. Le compactage à un minimum de 95% du Proctor Normal. L'épaisseur de chaque compacté est de 25 cm.

- L'état de surface de la dernière couche sera réalisé de manière que la géomembrane puisse être posée sans risque de détérioration. Pour cela :

- o la dernière couche, une fois compactée, sera achevée par un ou plusieurs passages au compacteur lisse. Si la géomembrane ne peut être posée immédiatement après la mise en forme de la dernière couche, il faudra prévoir une surépaisseur de 10 cm qui sera arasée et lissée avant la pose de la géomembrane.
- o la géomembrane sera posée de manière à adhérer parfaitement au support argileux. Ceci sera réalisé par le saupoudrage d'une couche de bentonite, de 0.5 cm d'épaisseur minimum sur la surface finie de la barrière argileuse juste avant la pose de la géomembrane.

- La surface supérieure de la géomembrane sera protégée par un géotextile anti perforant de façon à la protéger des matériaux constituant la couche drainante destinée à reprendre les lixiviats.

Depuis les années 1990, des dispositions techniques très importantes et radicales, ont été prises :

- choix de sites imperméables pour le confinement des déchets ;
- étanchéité et drainage des fonds, des côtés et de la couverture des sites ;
- forte sélection dans les catégories de déchets admis ;
- conditions de rejet fixées en teneurs et en flux pour le biogaz et les lixiviats, ce qui nécessite obligatoirement des systèmes performants de collecte et traitement avant rejet ;
- surveillance des sites au moins 30 ans après leur fermeture pour gérer la période post exploitation. Pour marquer cette « révolution » dans le domaine, la réglementation a rompu avec le passé en donnant un nouveau nom : les centres de stockage de déchets. Cela sous-entend que les déchets sont entreposés dans un lieu confiné, sans échange avec les milieux environnants (eaux souterraines, sol et atmosphère).

Entre le stock de déchets et ces différents milieux, des dispositifs de sécurité et de protection sont aménagés sous forme de « barrières », l'une passive (géologique) et l'autre active (artificielle):

➤ la barrière passive, généralement constituée d'une couche de sol imperméable plus ou moins épaisse (1 à 5 m) 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 en cas de défaillance des dispositifs d'étanchéité et de drainage; d'où l'appellation de système passif.

Dans le cas des déchets ménagers et assimilés, le guide Algérien pour la conception de CET des déchets ménagers 2005, indique que la sécurité passive doit présenter, un coefficient de perméabilité inférieur à 10^{-9} m/s sur au moins 1m.

Une coupe type conforme à la réglementation des barrières de sécurité d'un stockage de déchets ménagers et assimilés est présentée dans la figure I.1.

➤ la barrière active, ou dispositifs sur lesquels il est possible d'agir pour prévenir tout accident ou pour minimiser par une action volontaire toute sollicitation de la barrière passive. Elle est constituée d'un écran étanche généralement à base d'un matériau géosynthétique ou membrane et d'un réseau de drainage composé d'un réseau de canalisations de collecte, disposées dans une couche de matériaux drainants.

De plus, dans la masse des déchets, si ceux-ci sont évolutifs et fermentescibles, un réseau de collecte des gaz formés (biogaz) est aménagé, de même qu'en superficie, sous la barrière passive de couverture.

Pour les déchets inertes, la réglementation algérienne (2009) indique que la barrière de sécurité passive doit avoir un coefficient de perméabilité inférieur à 10^{-7} m/s sur une épaisseur inférieur ou égale à 1m.

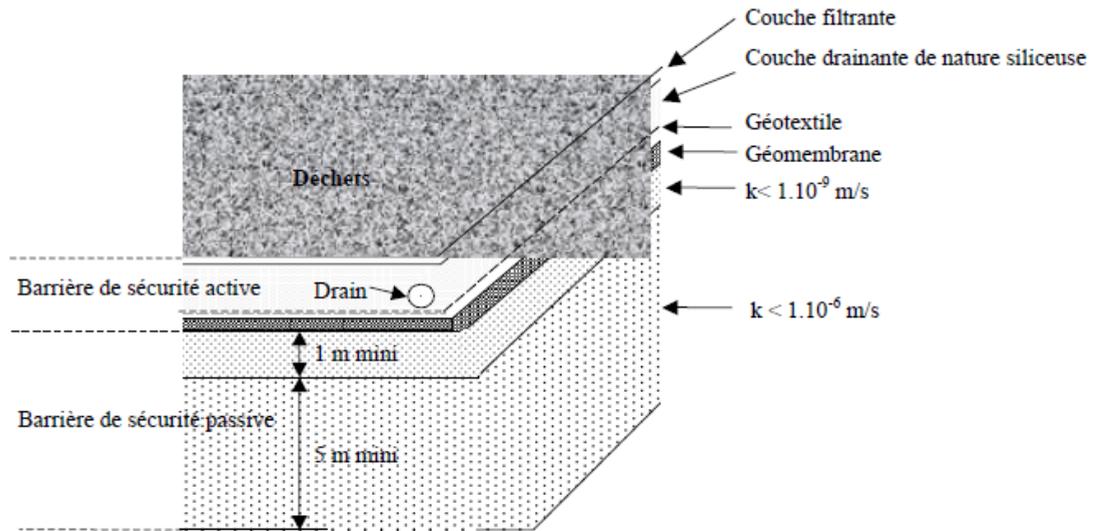


Figure I.1. Coupe schématique de la double barrière de sécurité préconisée pour le stockage des déchets ménagers et assimilés

Le perfectionnement de la sécurité de ces installations de stockage passe nécessairement par l'optimisation de l'aménagement du fond et des flancs des sites de stockage de déchets. L'étanchéité totale d'une décharge repose sur trois "piliers":

- un fond étanche;
- le drainage des lixiviats au-dessus du fond;
- l'étanchéité de la couverture.

Un exemple de réalisation d'un CET à plusieurs casiers est présenté sur la figure I.2.



Figure I.2 : C.E.T de Tbesa, Algérie, 2006

Un élément indispensable au bon confinement des déchets est la couverture. Après avoir rempli l'alvéole, il faut la couvrir. La couverture d'un site de stockage est sans doute la structure qui a le plus de conséquences sur le devenir à moyen et à long termes du site.

Dans le cas le plus général, une couverture se compose des éléments suivants (figure I.3), de haut en bas, sur les déchets non inertes:

- la terre végétale ;
- un drainage;

- un géotextile;
- une géomembrane;
- la barrière argileuse;
- un géotextile;
- une couche drainante;
- un géotextile;
- une couche d'égalisation du sommet des déchets.

L'objectif d'un système de couverture finale pour un C.E.T fermé est de :

- isoler les déchets de l'environnement de la surface;
- fournir une minimisation à long terme de l'infiltration de l'eau de précipitation au sein du C.E.T.

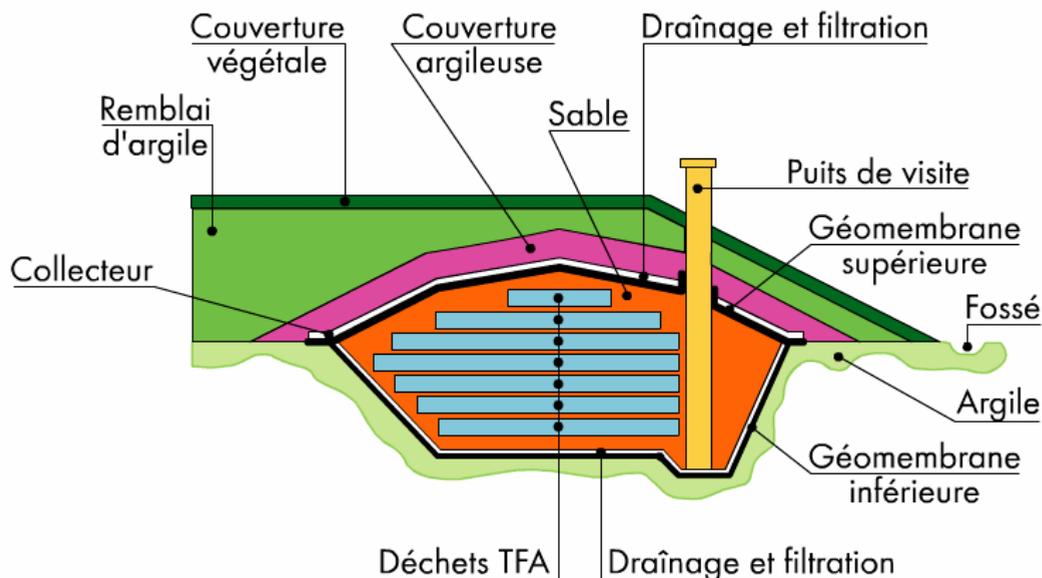


Figure I.3 : Un casier de stockage de déchets

4.4. Comportement à long terme

Plusieurs facteurs peuvent affecter la pérennité des barrières sable-bentonite : des facteurs de nature chimique tels que dissolution de minéraux, modification de la minéralogie, modification des doubles couches, et des facteurs de nature physique tels que les cycles de gel-dégel, les cycles de mouillage-séchage et l'érosion interne.

La tendance au retrait par séchage de la bentonite est très marquée. 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 bentonite peut éventuellement sécher et diminuer de volume à l'intérieur des pores, mais sans affecter le volume total du sol; par ailleurs, lorsque l'eau redevient disponible, la bentonite reprend son volume initial. Les cycles de gel-dégel n'augmentent pas la conductivité hydraulique des mélanges sable-bentonite (Thériault, 2000; Kouloughli, 2007).

Comme les autres argiles, la bentonite peut être affectée par les acides, les bases et les composés organiques, mais elle est particulièrement sensible aux échanges de cations. Il est bien connu que les sols qui possèdent une forte teneur en minéraux de type smectite peuvent voir leur conductivité hydraulique augmenter de façon significative lorsqu'ils sont exposés à certains contaminants (Mesri et Olson 1971, D'appolonia 1980, Anderson et al. 1985, Wu et Khera 1990). Par exemple, Wu et Khera (1990) ont démontré que la perméabilité d'un mélange sable-bentonite, contenant 10 % de bentonite, augmentait lors d'une augmentation de la concentration des contaminants. Ils ont observé, dans le pire des cas, une augmentation de cinq ordres de grandeur.

De plus, ils concluent que les contaminants qui ont le plus d'impact sur le gonflement de la bentonite, provoquent les plus grandes hausses de la conductivité hydraulique du mélange s/b. En somme, ce qui tend à diminuer l'épaisseur de la double couche autour des particules tend à restreindre le gonflement de la bentonite et à augmenter la perméabilité des couches s/b (Wu et Khera, 1990).

Selon les données disponibles, il semble que l'impact négatif sur le gonflement de la bentonite et sur la conductivité hydraulique de mélanges s/b soit inférieur pour les contaminants organiques comparé à celui provoqué par les métaux lourds qui est lui-même inférieur à celui dû aux acides et aux bases.

La pression de consolidation est un autre facteur qui influence le degré de détérioration des couches s/b. Pour une pression de consolidation supérieure à 100 kPa, Wu et Khera (1990) ont observé peu de variation de la conductivité hydraulique en présence de contaminants. Celle-ci était modifiée de façon significative lorsque la pression de consolidation était inférieure à 100 kPa. Alston et al. (1997) ont observé qu'en augmentant la pression de consolidation, l'augmentation de la conductivité hydraulique de couches s/b due aux contaminants était moindre.

5. Informations complémentaires sur la bentonite

Assez classiquement dans les ouvrages de géotechnique, une argile est vue comme un matériau dont la taille des particules n'excède pas 2 μm et présentant des propriétés plastiques (Schlosser 1988). L'argile qui fait l'objet de notre travail est connue sous le nom de "*bentonite*". Elle désigne généralement une poudre minérale constituée essentiellement de l'argile de montmorillonite (famille des smectites).

Dans leur état naturel, la plupart des gisements de bentonite sont hétérogènes ; ils sont constitués de smectites mélangées ou interstratifiées avec l'illite et/ou la kaolinite et d'autres impuretés (Larive, 2004).

Nous présentons dans cette partie, en premier lieu, une étude minéralogique des argiles afin d'en comprendre la structure et de préciser ce qu'est une bentonite. Par la suite, nous présentons l'utilisation générale de la bentonite en géotechnique et le cas particulier du stockage de déchets.

Nous finissons cette partie par une description du phénomène de gonflement, propriété liée aux sols argileux.

5.1. Minéralogie et propriétés des argiles :

5.1.1. Définition des argiles

Les argiles sont des phyllosilicates hydratés formés par l'association de feuillets élémentaires qui s'accrochent entre eux pour former des éléments dénommés empilements par certains auteurs (Push *et al*, 1999), ou cristallites par d'autres (Tessier & Grimaldi, 1993). L'espace entre deux feuillets est appelé espace interfoliaire. Ces cristallites se rassemblent par des dispositions face-face pour former une particule argileuse. Dans le cas des smectites calciques, les empilements de cristallites laissent des espaces libres au sein des particules, espaces qui jouent un rôle très important au cours de la dessiccation et de l'humidification. Le nombre de feuillets par particule est variable suivant le type d'argile considéré.

5.1.2. Structure des argiles

Les particules d'argile sont formées d'un empilement de feuillets qui sont constitués par l'association de deux unités structurales de base (figure I.4), ces feuillets sont formés par la juxtaposition des couches structurales tétraédriques (silice) (Figure I.4.a) et octaédriques (alumine) (Figure I.4.b). Les couches structurales sont à leur tour formées d'unités structurales de base par empilement d'ions ou d'hydroxyles en disposition hexagonale ou compacte.

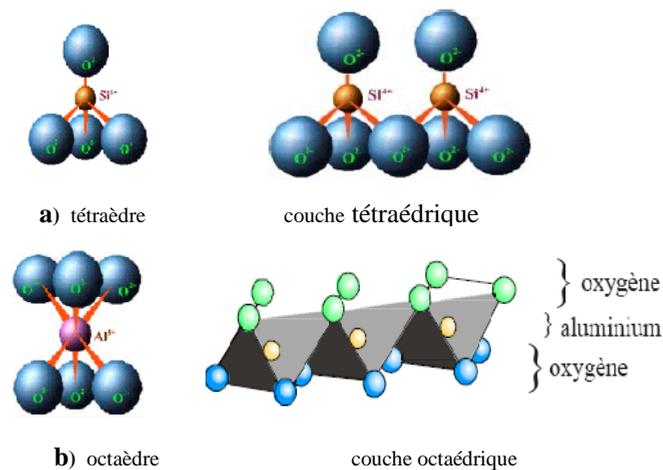


Figure I.4 : Couches tétraédriques et octaédriques

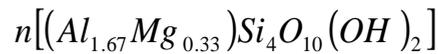
5.1.3. Principaux groupes de minéraux argileux :

Parmi les principales argiles monocouches évoquées dans la littérature (Kouloughli, 2007), trois grands types d'argiles peuvent être identifiés : la Kaolinite, la Montmorillonite et l'Illite.

- **Kaolinite** : La Kaolinite est constituée d'une succession de couches alternées de feuillets en tétraèdre (silice) et de feuillets en octaèdre (aluminium ou gibbsite). Elle est considérée comme un minéral argileux 1:1 (T-0). Les deux feuillets sont liés de telle manière que les sommets du feuillet de silice et ceux d'une des couches du feuillet octaédrique ne forment qu'une seule couche. Cette couche a une épaisseur d'environ 7 Å (0.72nm). Les couches de base successives sont maintenues ensemble par les liens hydrogène formés entre les hydroxyles du feuillet en octaèdre et les atomes d'oxygène du feuillet en tétraèdre. Les liens

d'hydrogènes sont très forts, ils empêchent l'hydratation, ce qui permet un empilement relativement important de couches et la formation d'un cristal d'assez grande dimension.

- **La montmorillonite** : Le feuillet de la montmorillonite parfois appelée smectite, est un minéral d'argile important composé de deux feuillets de silice et d'un feuillet d'aluminium. La montmorillonite est désignée comme un minéral 2:1(T-O-T), le feuillet octaédrique se trouve entre deux feuillets tétraédriques. La formule exacte de la montmorillonite (avant et après substitution) est la suivante (Hafsi, 1993).



L'épaisseur de chaque couche 2:1 est d'environ 10 Å (0.96nm). Les forces de Van der Waal qui soudent les sommets des feuillets de silice sont faibles (Il n'existe pas de liaison hydrogène entre les feuillets élémentaires ni de cation interfoliaire capable de maintenir fortement les feuillets entre eux). Bien que les cristaux de montmorillonite soient très petits, ils ont une grande affinité avec l'eau. Les sols qui contiennent de la montmorillonite peuvent être gonflants lorsque leur teneur en eau augmente (figure I.5). La montmorillonite est une argile de la famille des smectites comme la bentonite qui est aussi une roche issue de l'altération de cendres volcaniques (Foucault & Raoult, 1995).

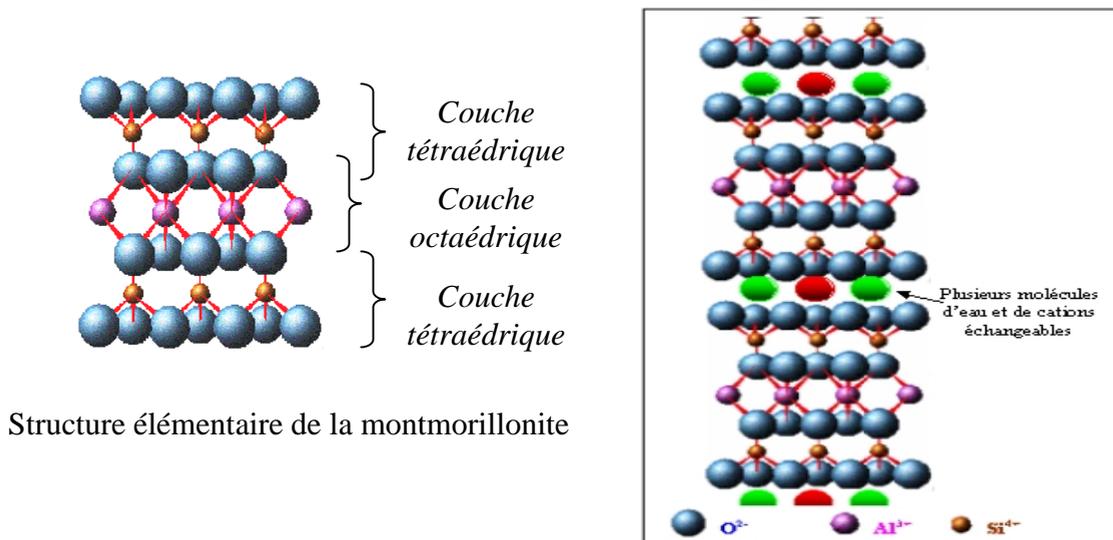


Figure I.5 : Vue isométrique de la structure atomique de la montmorillonite.
D'après Grim (1959)

- **L'illite** : C'est une autre composante importante des sols argileux, sa structure est analogue à celle de la montmorillonite T-O-T, mais des ions de potassium (K^+) sont intercalés entre les feuillets tétraédriques. Le potassium sert de lien entre deux feuillets. La liaison entre les feuillets de silice est relativement forte, les molécules d'eau ne peuvent plus s'intercaler entre les feuillets.

5.2. Définition de la bentonite

Nous avons présenté au paragraphe précédent la structure des smectites, caractérisée par un feuillet 2:1 et de faibles liens entre les feuillets, autorisant une grande capacité de gonflement. La bentonite connaît de nombreuses substitutions au sein des feuillets, engendrant une adsorption de cations dans l'espace interfoliaire, ce qui permet de limiter le déficit de charge. Les cations les plus courants sont Na^+ , Ca^{2+} et Mg^+ et sont à l'origine du nom de la montmorillonite qui peut être sodique, calcique ou magnésienne.

La bentonite est une variété d'argile découverte en 1888 dans le Wyoming USA du nom de Fort Benton (Garcia et Parigot, 1968).

Selon Van Damme 2002, le mot "Bentonite" est en fait un terme commercial désignant une argile dont la teneur massique en montmorillonite dépasse 50%. Le reste des composants étant du quartz, des feldspaths, de la calcite, d'autres argiles en moindre quantité, etc... Ceci variant bien sûr considérablement d'un site à l'autre. On comprend donc aisément qu'il n'existe pas une bentonite mais des bentonites dont les compositions chimiques et les propriétés diffèrent. C'est ce qui a amené l'ANDRA (*agence nationale de gestion des déchets radioactifs*) à réaliser une étude poussée afin de sélectionner le matériau qui correspond le mieux à ses exigences (référentiel matériaux 2001). Parmi les bentonites récurrentes de la littérature sur le thème du stockage de déchets, on trouve la MX80 (étudiée par l'ANDRA et l'agence SKB en suède), la bentonite Kunigel (étudiée par les japonais), la bentonite Almería (utilisée par l'ENRESA, homologue espagnol de l'ANDRA). Les bentonites utilisées en Algérie (Bental 2002) sont : bentonite de Roussel (hammam Boughrara, Maghnia) et celle de M'zila (Mostaganem).

5.3. Utilisation en géotechnique et cas particulier du stockage de déchets

Une des raisons de l'utilisation récurrente de l'argile en géotechnique est la faible perméabilité de ce matériau lorsqu'il est correctement compacté. Cette propriété permet de conférer une certaine étanchéité à des ouvrages particuliers tels que des barrières ouvragées ou les barrages en terre. Il ressort des études menées par les scientifiques de nombreuses nations concernées par ce problème (Japon, Suède, Canada, France, Espagne et beaucoup d'autres) que les matériaux argileux gonflants et notamment les bentonites sont adaptés à la réalisation de barrières ouvragées.

La bentonite seule ne remplit pas les conditions citées auparavant, c'est pourquoi de nombreux auteurs se sont intéressés aux différents mélanges envisageables à base de bentonite.

Il apparaît clairement que la bentonite est un élément de base pour réaliser des barrières ouvragées, elle est rarement employée seule. En effet, le matériau utilisé doit satisfaire certains critères : la capacité de gonflement doit être satisfaisante mais le retrait en cas de dessiccation doit être minimum, la conductivité hydraulique et le coefficient de diffusion doivent être les plus faibles possibles, la densité sèche obtenue par compactage doit être suffisamment élevée pour conférer une certaine résistance mécanique au matériau.

Parmi les mélanges testés, nous trouvons des mélanges bentonite + sable. Les gros grains (diamètre 2 mm participent à la résistance mécanique de l'ensemble) et les fines sont importantes pour la réduction des vides (au moins 20% selon Chapuis (2000) pour conserver une perméabilité réduite). En effet, le sable limite le retrait de dessiccation du mélange et

augmente la résistance mécanique car il constitue un squelette granulaire (Kenney et al., 1992).

D'autres mélanges ont également été étudiés, certains auteurs faisant varier la fraction massique de sable (Al shayea 2001, Komine et al., 1999, Santucci de Magistris et al., 1998), d'autres préférant de la roche broyée (Engelhardt 2003, Mata 2001, Borgesson et al 2003) ou du ciment (Koch 2002) au sable. Kaya et al., 2004 proposent d'utiliser un mélange de bentonite et de zéolite, espèce minérale très répandue, car ils notent qu'ajouter du sable réduit la capacité d'adsorption des cations (CEC) alors que la zéolite se comporte comme la bentonite de ce point de vue. Toutefois, quel que soit le mélange étudié, il doit répondre à un cahier des charges précis (Référentiel matériaux ANDRA 2001).

5.4. Phénomène de gonflement

Dans une barrière ouvragée, le gonflement des argiles permet le remplissage des fissures existantes ou qui se développeraient à posteriori. C'est un des critères que doit satisfaire une barrière ouvragée. Dans ce qui suit, nous présentons une description générale du phénomène de gonflement ainsi que les facteurs influençant cette propriété.

5.4.1. Description du phénomène de gonflement

Le gonflement des particules argileuses est une conséquence de leurs propriétés électrochimiques et varie donc énormément d'une famille à l'autre, les argiles les plus gonflantes étant les smectites; puis viennent les illites et enfin la kaolinite qui gonfle très peu.

Plusieurs auteurs ont expliqué le phénomène du gonflement de diverses manières. Chang et Warkentin (1966) ; Popescu (1986). Mouroux et al., 1988, ont distingué deux types de gonflement, un gonflement intraparticulaire (interfoliaire) et un gonflement interparticulaire (figure I.6).

- Le gonflement interfoliaire résulte de la cassure des faibles liaisons entre les feuillets des particules d'argile, permettant ainsi l'acquisition d'eau au sein de la structure des particules, quoique ce gonflement est assez rapide, son amplitude est en revanche très notable.
- Le gonflement interparticulaire résulte de l'apport d'eau supplémentaire en écartant les plaquettes (assemblage de feuillets) les unes des autres. Sa réaction est lente (peut durer des années, même lorsque la succion devient nulle). Contrairement au gonflement interfoliaire, le gonflement interparticulaire a une ampleur assez limitée et affecte toutes les argiles.

Alonso et al., (1989) ont subdivisé le gonflement en deux phases qui peuvent exister simultanément et agir l'une sur l'autre, le gonflement primaire et le gonflement secondaire :

- ✓ Le gonflement primaire est relativement rapide et commence immédiatement au contact du sol avec l'eau, ce gonflement est dit macroscopique et est contrôlé par la perméabilité, il est lié au degré de saturation (Sr). Ce premier processus est associé avec l'écoulement de l'eau au sens de la loi de Darcy.
- ✓ La seconde phase du gonflement dite microscopique, résultant de l'hydratation progressive des minéraux actifs, est lente. Ce gonflement est affecté par le type des minéraux présents dans le fluide interstitiel, et il est influencé par la pression de confinement.



Figure I.6 : Mécanismes de gonflement des argiles par hydratation.
D'après Mouroux (1988)

La courbe de la figure I.7, représente la variation relative de la hauteur en fonction du logarithme du temps [$H/H_0 - \text{Log}(t)$], dans laquelle on distingue les 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 Gibbs, 1956 ; Chen, 1988).

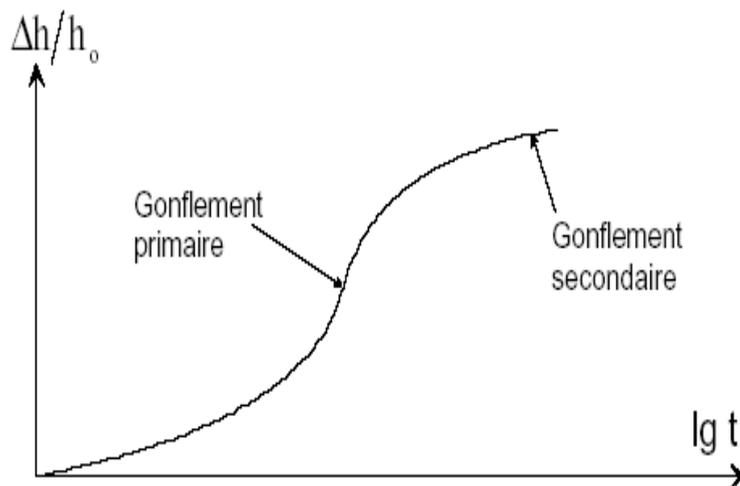


Figure I.7 : Courbe du gonflement en fonction du temps (Chen, 1988)

Remarque : Sur des argiles tertiaires, Myslivec (1969) a remarqué que le gonflement n'a pas cessé de se développer après huit mois (250 jours). Cet auteur a conclu que le gonflement est un phénomène à long terme.

5.4.2. Facteurs influençant le gonflement

La quantité d'argile gonflante dans un sol est le premier facteur qui affecte le gonflement. Ainsi, à partir d'un mélange de limon et de bentonite calcique, Tabani (1999) montre que le potentiel de gonflement passe de 6 % à 42 % lorsque le pourcentage massique de bentonite augmente de 10 à 90 %. Dans le même temps, la pression de gonflement croît de 200 à 700 kPa. Les travaux de Chalermyanont (2005) montrent que le taux de gonflement passe 1 à 10 % pour les pourcentages de bentonite variant de 3 à 9 %. Le rôle de la teneur en eau et du poids volumique sec sur le gonflement a fait l'objet de nombreuses études (Sridharan *et al.*, 1986; Saiyouri, 1996; Komine & Ogata, 1999; Carof, 2002; etc.).

L'influence de la teneur en eau est variable et dépend des caractéristiques du sol et des conditions de l'essai. En revanche, la densité sèche initiale est reconnue comme le facteur ayant le plus d'importance sur le potentiel et la pression de gonflement. Lorsque la densité sèche augmente, le nombre de particules gonflantes par unité de volume devient plus important, ce qui explique l'augmentation des propriétés de gonflement.

L'amplitude de gonflement dépend aussi dans une large part des facteurs suivants :

- Composition minéralogique ;
- Nature de cations fixés ;
- Nature de la structure interne de l'argile ;
- Pression extérieure appliquée ;
- Température ;
- Profondeur de prélèvement ;
- Critères indirectes : limites d'Atterberg, limite de retrait, la fraction granulométrique inférieure à 2 microns.

6. Conclusion

La législation sur les déchets a conduit le ministère de l'aménagement du territoire, de l'environnement et du tourisme algérien à rédiger des arrêtés définissant les prescriptions techniques à adopter lors du stockage. Tous ces textes incluent plus ou moins directement des instructions techniques relatives aux dispositifs d'étanchéité et fixent des seuils de perméabilité.

En premier lieu, nous avons présenté le contexte réglementaire de stockage des déchets ménagers et spéciaux. Par la suite, les différentes classes de déchets ont été présentées selon la réglementation algérienne.

En second lieu, nous avons présenté les exigences pour le choix des matériaux en les subdivisant en trois grandes familles: les critères de nature, d'ouvrabilité et de perméabilité facteurs importants dans la caractérisation des barrières étanches.

Les techniques réglementaires algériennes pour la réalisation des barrières pour les ISD sont exposées. Des dispositions techniques très importantes, et radicales, doivent être prises :

- choix de sites imperméables pour le confinement des déchets ;
- étanchéité et drainage des fonds, des côtés et de la couverture des sites ;
- forte sélection dans les catégories de déchets admis.

Chapitre II :

Comportement Hydrique et Mécanique des Barrières Ouvragées

1. Introduction

Pour faire barrière à l'infiltration des lixiviats de déchets, une couche de sol imperméable constituée de matériaux argileux est une solution fréquemment adoptée, seule ou combinée avec des géosynthétique.

Les expériences techniques et scientifiques indiquent qu'en mélangeant un matériau granulaire avec une argile active comme la bentonite, on obtient un mélange de faible perméabilité qui est mécaniquement stable et ceci en dépit de la nature contrastée des propriétés des constituants en terme de dimensions des grains et de l'activité chimique. Il en résulte que l'agrégation d'un matériau pulvérulent avec la bentonite, si elle est judicieusement proportionnée et compactée, peut satisfaire plusieurs exigences hydrauliques et mécaniques pour des travaux de terre (Kouloughli, 2007).

Ce chapitre est divisé en trois volets, le premier volet est consacré à la présentation du comportement des barrières étanches 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 , $e...$). Nous présentons dans le deuxième volet, la définition de la perméabilité saturée ainsi que les facteurs qui influent sur ce paramètre. Les méthodes de mesure de ce coefficient sont présentées. Nous présentons dans le dernier volet, l'étude du comportement mécanique (résistance au cisaillement) dans les deux états ; saturé et partiellement saturé. Les facteurs influençant sur les paramètres mécaniques des sols sont indiqués.

2. Comportement sur chemin de drainage-humidification

La mécanique des sols s'est pendant très longtemps intéressée uniquement au cas des sols saturés. Cependant les sols partiellement saturés représentent une grande partie émergée de la terre, il existe même des cas où la saturation n'est jamais atteinte comme par exemple dans les régions arides et semi-arides (Lamara 2008). Les ouvrages comme les barrages en terre, les barrières étanches, les digues et les remblais, sont constitués par des sols compactés, qui sont dans leur état de mise en place des sols partiellement saturés, même pendant la phase de construction.

Le sol à l'état non saturé est un milieu polyphasique et hétérogène, son comportement est extrêmement complexe. Des variations du comportement dans ces sols interviennent entre les grains solides, l'eau sous différentes formes (adsorbée, capillaire et libre) et sur l'interface séparent l'eau de l'air. Cette activité interfaciale peut créer des phénomènes tels que : la capillarité, l'adsorption, le gonflement et le retrait des sols (Fleureau et al., 2002).

La variation du taux d'humidité dans le sol, provoquée par les changements des conditions ambiantes, induit des variations de volume et de résistance du sol.

2.1. Définition du milieu poreux

Un milieu poreux est usuellement défini comme étant un milieu solide contenant des pores ; les pores sont des espaces vides pouvant être interconnectés ou séparés. Pour qu'une phase fluide puisse percoler dans un milieu poreux donné, au moins une partie de sa porosité doit être constituée de pores interconnectés. Ces pores, dont les formes et les dimensions sont d'une grande diversité, constituent les réseaux poreux qui offrent un grand nombre de possibilités au cheminement d'un fluide. La structure poreuse est formée de deux portions principales : des cellules ou chambres poreuses (*pore body*) reliées par d'étroites canalisations appelées les gorges des pores ou canalicules (*pore throat*). Cet espace est illustré sur la figure II.1.

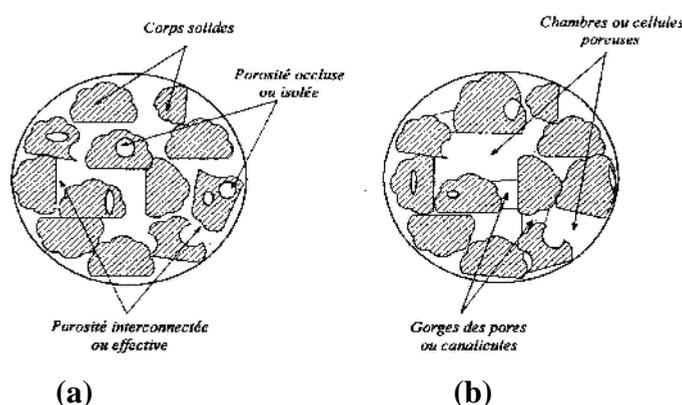


Figure II.1 : Aspect de l'espace poreux (Dana, 1999)

2.2. Différents types d'eau dans le sol

Dans les sols saturés, l'eau remplit tous les vides entre les particules. Si l'on exclut l'eau qui entre dans la composition des minéraux (eau de constitution), il est nécessaire de distinguer l'eau liée, qui est attachée à la surface des particules solides par des forces d'interaction moléculaire de nature essentiellement électrique, et l'eau libre, qui peut se déplacer entre les particules sous l'effet des forces de pesanteur ou des gradients de pression.

L'eau peut se trouver dans plusieurs états à l'intérieur d'un sol, suivant l'intensité des forces liant ses molécules aux particules solides. On distingue :

L'eau libre est celle qui est en dehors du champ d'attraction des particules et peut donc se déplacer sous l'effet de la gravité ou des gradients de pression remplissant les macropores entre les particules : elle peut être éliminée par séchage à l'étuve à une température de 105 °C (Buzzi, 2004).

L'eau liée est attachée aux particules de la fraction la plus fine des sols, qui sont en quasi-totalité de nature argileuse. Ces particules portent à leur surface des charges électriques négatives. Le champ électrique créé par ces charges oriente les molécules dipolaires de l'eau au voisinage de la particule (les ions H^+ du dipôle H^+-OH^- sont attirés vers la surface). L'interaction électrique entre l'eau et les particules argileuses décroît rapidement quand on s'éloigne de la particule (figure II.2). Les premières couches de molécules d'eau (eau adsorbée ou hygroscopique) sont fortement liées et ne se déplacent pratiquement pas par

rapport à la particule. Leur densité peut atteindre 1,5 fois celle de l'eau pure et leur viscosité est très forte. Les couches suivantes sont plus faiblement liées mais ont un comportement visqueux différent de celui de l'eau libre, qui font qu'elles participent peu aux écoulements à l'intérieur du sol. L'eau liée occupant les espaces interfeuilletés par des interactions chimiques et électriques : elle a besoin d'une température élevée de 200 °C pour être évacuée (Saadi, 2003). Sa densité et surtout sa viscosité sont plus élevées que celles de l'eau libre. Sa quantité totale dépend de la surface spécifique, de la densité de charge et de la capacité d'échange cationique des minéraux argileux.

La couche d'eau « adsorbée » est la couche des molécules d'eau liées de façon presque rigide à la particule. L'épaisseur de cette couche varie avec la nature du minéral argileux et avec la nature des cations. Elle est de l'ordre de 50 Å (0.005 µm) et dépend peu des dimensions de la particule (Saadi, 2003).

Les travaux de Martin (2002) ont montré que la densité de l'eau adsorbée est très élevée à proximité des feuilletés puis diminue rapidement pour atteindre enfin la densité initiale du fluide.

L'eau pelliculaire est l'eau qui entoure la couche d'eau adsorbée. Ses propriétés physiques et mécaniques sont influencées par le champ électrique de la particule. L'épaisseur de la couche d'eau liée est de 0.1 µm. La zone de transition entre l'eau liée et l'eau libre peut s'étendre jusqu'à 0.4 à 0.5 µm de la surface de la particule. Le volume de cette eau vient en déduction du volume des pores pour le calcul de la porosité efficace.

L'eau cristalline se situe au niveau des feuilletés argileux et a besoin d'une température de 550°C pour être éliminée (Saadi, 2003).

Ces trois types d'eau sont influencés par la nature des minéraux argileux et par le chimisme de la solution d'hydratation. La température d'étuvage (105°C) permet d'éliminer pour l'essentiel l'eau libre, qui est considérée comme l'eau du sol (Saadi, 2003).

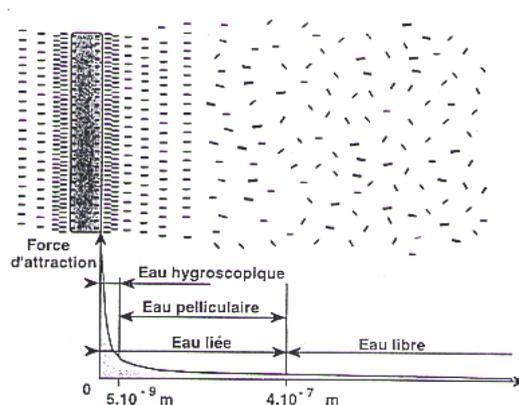


Figure II.2 : Différents types d'eau à la surface d'une particule d'argile

2.3. Succion dans le sol

2.3.1. Définition

Le terme succion ou potentiel de l'eau, désigne l'état intégrant de tension qui tient en compte tous les effets de surface capable de retenir l'eau à l'intérieur de la structure de sol. Plusieurs définitions ont été données à la succion :

- Pour Blight (1965), l'effet de la succion dans un sol non saturé est équivalent à une pression extérieure appliquée.
- O'Neill et Poormoayed (1980), ont défini la succion comme la tension exercée par le sol sur l'eau, laquelle est responsable de la rétention de l'eau dans le sol.
- Schreiner (1987), a défini la succion totale comme la pression négative exercée sur l'eau du sol de manière qu'un plan d'eau pure soit en équilibre avec l'eau du sol à travers une membrane semi perméable.
- La succion d'un sol peut être décrite par l'affinité du sol pour l'eau. Plus le sol est sec, plus la succion est importante (Chen 1988).

La succion peut varier dans une gamme très large, entre 0 et plusieurs centaines de MPa. Il faut noter que, certains auteurs expriment le potentiel de succion en centimètres de colonne d'eau (le potentiel de succion varie alors entre 0 et 10^7 cm d'eau pour un sol séché à l'étuve). Pour éviter la manipulation de chiffres aussi importants, le pF, potentiel de l'énergie libre (*Potential of Free Energy*), a été introduit par Schofield (1935). Le pF correspond au logarithme décimal du potentiel de succion exprimé en centimètres de colonne d'eau, cette unité est couramment utilisée chez les agronomes (Tableau II.1).

Exemple : sachant que $100\text{cm d'eau} = 10\text{ kPa}$, pF3 correspond à une succion $s = 100\text{ kPa}$, pF4 à une succion $s = 1000\text{ kPa}$.

Tableau II.1 : Unités de mesure de la succion dans le sol (Delage et Cui,2000)

pF	Pression atmosphérique (cm)	Bar	kPa
1.0	10^1	9.8×10^{-3}	9.8×10^{-1}
2.0	10^2	9.8×10^{-2}	9.8
3.0	10^3	9.8×10^{-1}	9.8×10
4.0	10^4	9.8	9.8×10^2
5.0	10^5	9.8×10	9.8×10^3
6.0	10^6	9.8×10^2	9.8×10^4

De nombreuses techniques expérimentales de mesure de succion sont présentées dans Burland et al 1996 ainsi que le type de succion mesurable (totale, osmotique ou matricielle) et les gammes de mesure possibles. Au delà de ces techniques classiques, certains auteurs proposent des adaptations de dispositifs expérimentaux pour mesurer ou contrôler la succion au cours d'essais (Villar et al. 1995, Al Mukhtar et al. 1999, Blatz et al. 2000).

2.3.2. Composantes de la succion

Pour des buts pratiques, la succion est considérée comme la somme de deux termes ; la succion matricielle et la succion osmotique.

● Succion matricielle

La différence entre la pression de l'air et la pression de l'eau dans les pores est définie comme la succion matricielle. La valeur de la succion matricielle dépend de la tension surfacique et du rayon de courbure des ménisques. Lorsque le degré de saturation diminue, les ménisques se rétractent vers l'espace des petits pores et le rayon de courbure de ménisque se réduit, de telle manière, que la succion augmente. C'est pour cela, la succion matricielle qui se développe dans les sols argileux est plus importante que celle dans les sols granulaires. Cette succion matricielle est représentée par les forces capillaires (Chen, 1988).

En présence d'eau libre et des autres phases adsorbées, ces forces capillaires résultent sur des tensions interfaciales (tensions superficielles) entre deux phases.

L'interface eau-air, entre les pores est semblable à l'interface eau-air dans un tube capillaire. La succion matricielle est représentée par les forces dues à la différence des pressions entre l'air et l'eau (figure II.3). Cette composante de la succion appelée « succion matricielle » (Chen, 1988), ou pression négative (inférieure à la pression atmosphérique), peut être exprimée dans le cas d'un tube capillaire cylindrique par la loi de Jurin :

$$\psi = u_a - u_w = \frac{2T_s \cos \theta}{r} \quad (\text{II.1})$$

$$h_{c.w} = u_a - u_w = 2.T_s/R \quad (\text{II.2})$$

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

w : densité de l'eau

h_c : hauteur d'ascension capillaire

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 $\cos \theta = 1$).

Selon cette expression la succion ($u_a - u_w$) est inversement proportionnelle au rayon de courbure R de l'interface. Cette relation est très liée à la structure du sol (distribution, taille et forme des pores).

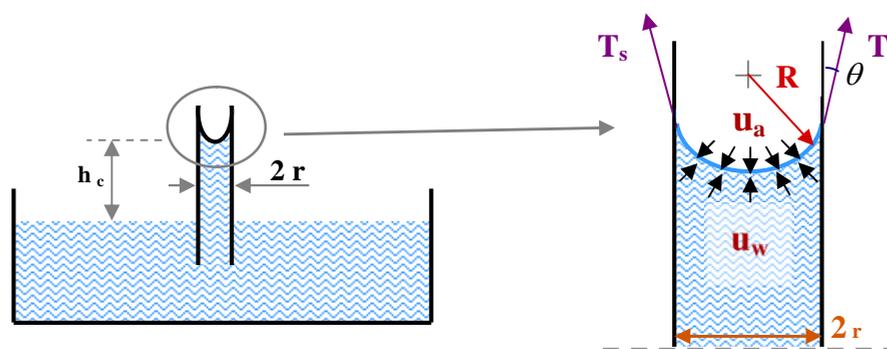


Figure II.3 : Phénomène d'ascension capillaire

● Succion osmotique

Snethen (1980) et Chen (1988), attribuent la succion osmotique à la pression qui résulte des différences de concentrations en sels solubles dans l'eau du sol. Cette succion est fonction du type et de la concentration en sel, et elle peut en résulter des changements physiques très appréciables dans le sol. Dans le cas où la concentration en sels de la solution du sol est faible, elle peut être négligée. La succion osmotique dépend aussi de l'état de saturation du sol. Plus le degré de saturation augmente, plus la succion osmotique décroît (Edil & Motan, 1984; Chen, 1988 ; Houston et al, 1994).

● Succion totale

La succion totale est la somme de deux composantes principales : une composante matricielle Ψ_m et une autre osmotique Ψ_{os} (Fredlund & Rahardjo, 1993). Cependant, les changements de volume induits par la succion matricielle sont plus importants que ceux induits par la succion osmotique, en général, la succion osmotique est souvent négligée.

Pour des applications pratiques en géotechnique, Chen (1988) a noté que, comme les forces osmotiques sont relativement constantes, les changements dans la succion totale sont dus uniquement aux changements de la succion matricielle.

$$\Psi = \Psi_{os} + \Psi_m = \Psi_m \quad (\text{II.3})$$

Ψ : succion totale.

Ψ_m : succion matricielle.

Ψ_{os} : succion osmotique.

2.4. Relation succion-humidité relative

L'humidité relative est définie comme la pression partielle de la vapeur d'eau rapportée à la pression de la vapeur d'eau saturante. Elle est exprimée en pourcents (%) (Delage et Cui, 2000). La relation entre l'humidité relative et le potentiel capillaire correspondant est indépendante du sol. Elle est définie par l'une des relations fondamentales de la thermodynamique, la loi de Kelvin, dont l'expression est la suivante :

$$\Psi = \frac{u_a - u_w}{\gamma_w} = \frac{RT}{gM} \ln H \quad (\text{II.4})$$

$$\text{où} \quad H = \frac{P}{P_0} \quad (\text{II.5})$$

u_a : pression de l'air [kPa] ; u_w : pression de l'eau [kPa] ; H : humidité relative [%] ; P : pression partielle de la vapeur d'eau dans l'atmosphère ; P_0 : pression de vapeur saturante, elle dépend de la température ; M : masse molaire de l'eau ($M = 18,016 \text{ g.mol}^{-1}$) ; g : l'accélération due à la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m.s}^{-2}$) ; R : la constante molaire des gaz ($R = 8,3143 \text{ J.mol}^{-1} . \text{K}^{-1}$) ; T : la température en ° Kelvin [°K].

Une humidité relative donnée impose aux échantillons de sol une succion donnée, selon les valeurs du tableau II.2 ; il lui correspond une teneur en eau d'autant plus forte que l'attraction exercée par le sol sur l'eau est importante, donc que le sol est plastique. En fait, on constate que les succions deviennent très importantes en dessous de 99% d'humidité relative.

Tableau II.2 : Relation succion / humidité relative (T= 20°C)

<i>Pression interstitielle Négative (MPa)</i>	<i>Humidité relative (%)</i>
0	100
10^{-2}	99,999
10^{-1}	99,927
1	99,277
70	60
126	40
221	20
316	10

A 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. La relation de Kelvin intervient évidemment dans l'évaporation des sols et dans les transferts d'eau sous forme de vapeur au sein de la phase gazeuse du sol qui en résultent.

2.5. Relation teneur en eau-succion : « chemin de drainage-humidification »

2.5.1. Courbe de rétention d'un sol

Une augmentation de la succion d'un sol c'est-à-dire une dessiccation, provoque une diminution de sa teneur en eau, l'eau ne pouvant plus être retenue par les forces matricielle et osmotique. La réduction de succion provoque une humidification du sol.

La relation entre la teneur en eau du sol et la succion correspondante est appelée courbe de rétention de l'humidité dans le sol ou encore courbe caractéristique de l'humidité dans le sol « $\psi(\theta)$ » (Hillel, 1988) (figure II.4). L'augmentation de la pression interstitielle négative est associée à une diminution de la teneur en eau et du volume de l'échantillon. La forme de la courbe de rétention est affectée par la structure du sol principalement pour les faibles valeurs de $-u_w$ (figure II.5).

La courbe de rétention peut être obtenue par drainage, séchage d'un sol initialement saturé ou bien par humidification, mouillage d'un sol initialement sec. On parlera de courbe de désorption dans le premier cas et de courbe de sorption dans le second (Fleureau et al., 2002). Pour la modélisation du comportement hydromécanique des sols non saturés la courbe caractéristique est considérée comme une relation constitutive fondamentale du sol (Lamara, 2008).

Considérons un sol initialement saturé en eau. Si on lui applique une pression d'air à partir d'une valeur de pression critique appelée pression d'entrée d'air du sol (succion s_E), les larges pores commencent à se vider. La loi de Jurin permet d'affirmer qu'une augmentation de la pression d'air appliquée au sol entraînera un drainage de pores de taille de plus en plus réduite

jusqu'à ce que pour de fortes succions, seuls les pores de très petites dimensions retiennent l'eau.

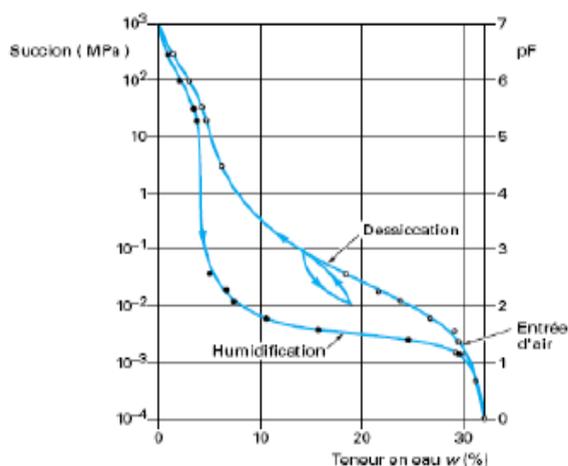


Figure II.4 : Courbe de rétention d'un sable argileux (Hillel, 1988)

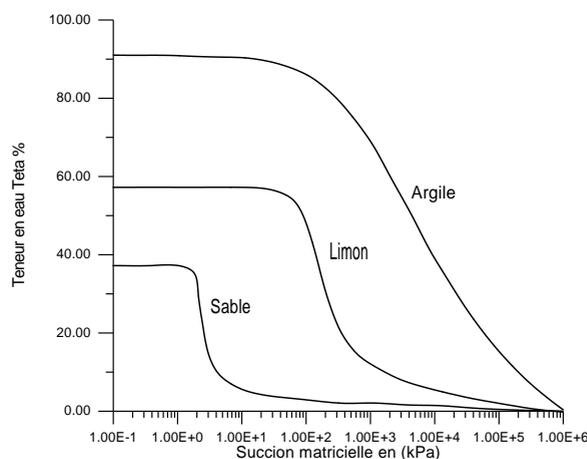


Figure II.5 : La courbe caractéristique pour différents types de sols

Romero et al., (1999) ont étudié le rôle du poids volumique sec initial sur la courbe de rétention de l'argile de Boom. Leurs résultats montrent que la densité influence la courbe de rétention uniquement au-dessous d'une succion de 2 MPa. Partant du constat que la densité ne joue que sur la quantité des macropores et leurs tailles, les auteurs supposent qu'en deçà de 2 MPa, la courbe de rétention est contrôlée par les macropores et qu'au-delà elle est contrôlée par les micropores.

Dans un sol sableux, la taille des pores est relativement grande, et la courbe de rétention présente une variation très rapide de la pression interstitielle négative pour les faibles teneurs en eau. En revanche, pour les argiles, la distribution des pores est beaucoup plus continue et la courbe de rétention est plus graduelle. Par ailleurs, la courbe de rétention n'est pas unique. Cette relation est différente selon que l'on se trouve en drainage ou en humidification. Quand un sol partiellement humide commence à se drainer, ou quand un sol partiellement sec commence à s'humidifier, la relation entre la pression interstitielle négative et la teneur en eau suit certaines courbes intermédiaires en passant de la branche de drainage vers la branche d'humidification et inversement (figure II.6). Ces chemins sont appelés courbes de passage et les variations cycliques d'état hydrique qui existent dans un élément de sol conduisent à une relation $w = f(-u_w)$ très compliquée (Klute and Heermann, 1974; Hillel, 1988). Les possibilités de passage d'une branche à l'autre sont appelées phénomènes d'hystérésis.

Ce phénomène d'hystérésis est attribué à plusieurs facteurs (Musy et Soutter, 1991 ; Ed Diny, 1993 ; Fleureau et al. 1993). Parmi ceux-ci :

- La présence d'air piégé qui tend à réduire la teneur en eau du sol sur chemin d'humidification;
- L'angle de contact solide- eau- air : En effet le rayon de courbure est plus grand pour un ménisque qui avance que pour un ménisque qui recule;
- La non- uniformité géométrique des pores qui aboutit à l'effet appelé « bouteille d'encre » : durant le drainage, les vides restent remplis d'eau jusqu'à ce que la succion soit suffisamment grande pour que le seuil le plus petit des pores se désature, alors que pendant l'humidification les vides se remplissent d'eau pour une succion plus faible puisque celle-ci correspond au seuil le plus grand des pores;

- Le phénomène de retrait affectant la phase solide sous l'effet de l'augmentation de la pression interstitielle négative est un comportement plastique dans le domaine saturé ou quasi saturé, par conséquent, ce phénomène de retrait n'est pas réversible d'où l'hystérésis observé dans le plan $[-u_w - e]$.

L'hystérésis peut être également importante durant l'infiltration dans les sols ayant un profil de teneur en eau initiale non uniforme. D'autres facteurs tels que la structure et la texture du sol (Hillel, 1988) et son état initial (teneur en eau et masse volumique sèche) influencent la courbe de rétention (Amraoui, 1996).

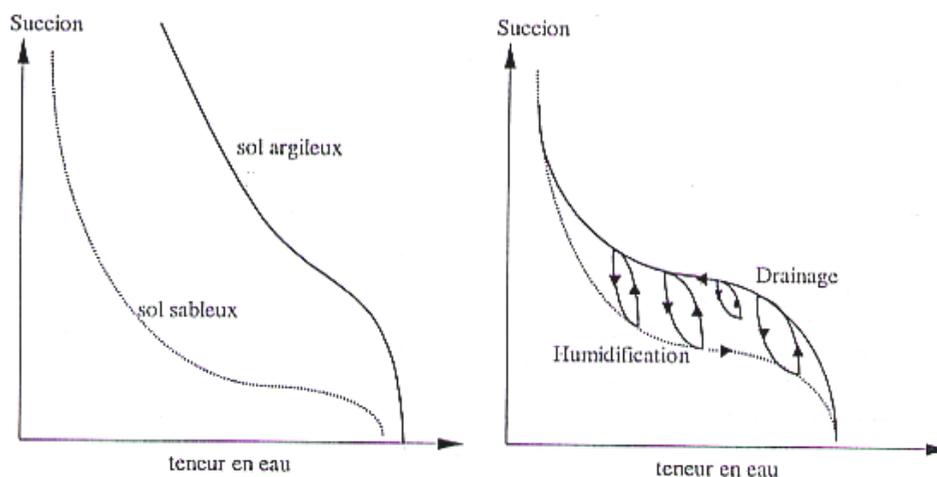


Figure II.6: Courbe de rétention : à droite les courbes de passage intermédiaires décrivant les phénomènes d'hystérésis (Hillel, 1988)

2.5.2. Premier cycle de drainage humidification

De très nombreux problèmes géotechniques font intervenir les variations de volume du sol sous l'action de contraintes d'origine capillaire : l'un des principaux est le phénomène de retrait-gonflement des sols situés au-dessus de la nappe phréatique, mais aussi la géotechnique routière, le comportement des matériaux compactés, les phénomènes d'infiltration et d'évaporation, etc (Fleureau, 2002).

Un exemple de résultat obtenu (cité par Fleureau, 2002) sur le limon de Jossigny (figure II.7). Ce limon moyennement plastique a été préparé sous la forme de pâte saturée à une teneur en eau égale à une fois et demie sa limite de liquidité ($w_i = 1,5 w_L$).

La représentation englobant, en même temps, la variation des paramètres (pression capillaire, indice des vides, degré de saturation et teneur en eau) est nécessaire. En effet, la représentation dans un diagramme à cinq plans ($[\log u_c, e]$, $[\log u_c, Sr]$, $[\log u_c, w]$, $[w, e]$ et $[w, Sr]$), permettra de mettre en évidence les correspondances entre les variations de ces paramètres (Biarez et al., 1988).

Sur le chemin de drainage (de l'état saturé à l'état sec) on peut dégager les comportements repères suivants:

Le plan $[w, e]$, représente la courbe de retrait par drainage du sol. Elle montre une proportionnalité entre les variations de l'indice des vides et de la teneur en eau avant de

former un palier horizontal. Cette courbe permet d'obtenir la limite de retrait du sol, notée w_{SL} , définie comme étant le point d'intersection de la droite de saturation d'équation $e = G_s \cdot w$ (G_s : densité des grains solides) et de l'asymptote horizontale au palier de retrait pour $w = 0$.

Dans le plan $[\log u_c, e]$ on observe:

- Une variation importante de l'indice des vides avec la pression interstitielle négative, qui s'apparente à la courbe de compressibilité classique d'un sol saturé ;
- Au-delà d'une certaine valeur seuil, les variations de e deviennent pratiquement négligeables et présentent un palier quasi-horizontal. Cette valeur est définie comme étant la pression capillaire de retrait, notée u_{cSL} , par analogie à la limite de retrait w_{SL} .

Le plan $[\log u_c, Sr]$ montre un domaine où le sol reste saturé malgré l'accroissement de la pression capillaire (segment [AB]).

- Du point B au point C: il se produit une désaturation légère du sol, le point B représente le point d'entrée d'air et correspond à une pression limite appelée pression de désaturation notée $u_{c\text{desat}}$. Elle est plus faible que la pression capillaire de retrait.
- De C à D le sol se désature rapidement jusqu'à atteindre la valeur nulle du degré de saturation.

La courbe d'évolution du degré de saturation Sr en fonction de la teneur en eau w montre que l'échantillon reste saturé tant que la teneur en eau reste inférieure à celle du point d'entrée d'air. Le degré de saturation diminue ensuite rapidement, presque linéairement avec la teneur en eau.

La courbe $[\log u_c, w]$ traduit globalement l'effet de la pression capillaire sur un paramètre facile à mesurer qui est la teneur en eau.

Sur le chemin d'humidification (de l'état sec à l'état saturé), on retrouve les mêmes étapes de comportement :

- De D à C': le comportement volumique est complètement réversible, mais on note une hystérésis important du degré de saturation.
- De C' à B': le matériau se resature, mais présente une forte irréversibilité dans le plan $[\log u_c, e]$. La pression capillaire de resaturation (u_c)_{resat} est sensiblement plus faible que la pression de désaturation.
- De B' à A': le sol se comporte comme un sol saturé surconsolidé.

De ce qui précède on peut dire que la description du premier cycle de drainage humidification sur une pâte, met en évidence trois phases dans le comportement du matériau sur chemin de drainage, que l'on retrouve dans tous les types d'argiles, y compris les argiles gonflantes (Coussy et Fleureau 2002):

- $u_c < (u_c)_{\text{desat}}$: Un domaine saturé où le sol subit des déformations plastiques importantes.
- $u_c > (u_c)_{SL}$: Un domaine non saturé dans lequel le sol se déforme très peu et de façon élastique; c'est dans ce domaine que l'on observe la plus forte irréversibilité des variations de degré de saturation.

- $(u_c)_{\text{désat}} < (u_c) < (u_c)_{\text{SL}}$: Le sol reste quasi saturé ($S_r > 85\%$) et son comportement est peu différent du sol saturé; la phase eau reste généralement continue, mais présente des bulles d'air dispersées.

Par ailleurs, certains auteurs (Jennings 1961 ; Blight 1966 ; Biarez et al. 1988, 1989), en comparant les résultats d'essais de consolidation mécanique et de drainage sur échantillons saturés, ont montré l'équivalence entre l'action d'une contrainte mécanique et celle de la pression négative, ce qui permet de généraliser la notion de contrainte effective de Terzaghi au cas des sols saturés à pression négative. Dans le cas des sols non saturés ($S_r < 0.8$), les recherches récentes ont conduit au développement de modèles globaux de comportement généralement complexes fondés soit sur le concept de contrainte effective généralisée (Biarez et al. 1993, 1994; Taibi 1994; Fleureau et al., 1995; Modaressi et al., 1995), soit sur les notions de variables indépendantes (Fredlund 1989; Alonso et al., 1990; Kohgo et al., 1993; Wheeler & Karube 1996).

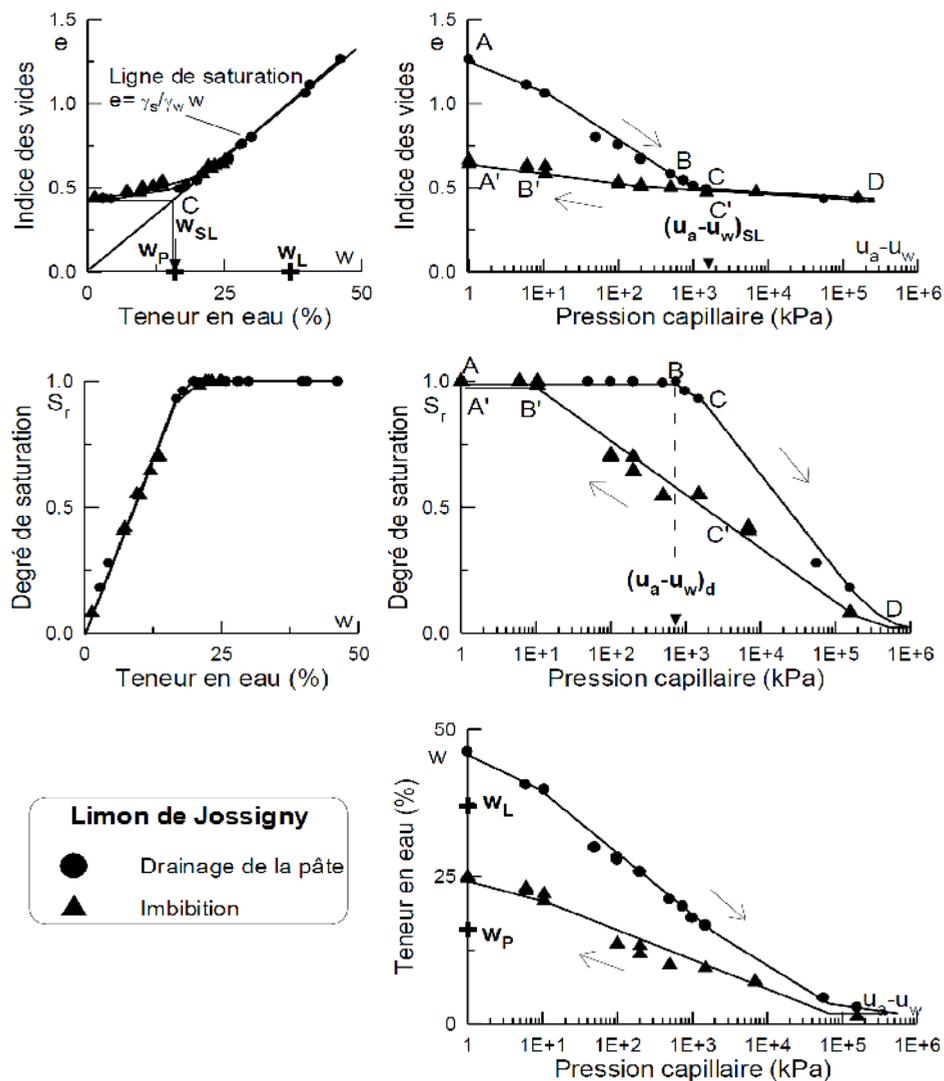


Figure II.7: Un cycle de drainage-imbibition sur le limon de Jossigny normalement consolidé

3. Perméabilité saturée des sols

La perméabilité est le paramètre primordial dans les problèmes de dépôts d'eaux usées (toxiques, dangereuses), où on aura besoin de fonds très étanches pour éviter la contamination des nappes phréatiques. L'une des conditions que doivent remplir les barrières d'étanchéité est d'avoir une perméabilité saturée inférieure ou égale à 10^{-9} m/s.

3.1. Définition

L'étude de la perméabilité des sols en géotechnique a suscité d'importantes contributions. Toutefois, il faut noter le fait que les hydrogéologues et les agronomes s'intéressent également à l'étude de la perméabilité en utilisant des termes différents. On assiste quelquefois à une confusion dans la terminologie. Il est donc justifié d'initier cette partie avec une brève référence aux termes utilisés en géotechnique.

Les géotechniciens désignent la constante de proportionnalité qui relie le flux au gradient hydraulique parfois comme étant la perméabilité (pour un sol non saturé) et parfois comme étant le coefficient de perméabilité (pour un sol saturé). En revanche les hydrologues et les agronomes la désignent comme conductivité hydraulique du fait qu'il existe d'autres grandeurs dont les phénomènes sont décrits par une équation de la même forme que la loi de Darcy (par exemple la conductivité thermique). Dans notre travail nous allons utiliser le terme « perméabilité » tout en précisant le domaine de saturation.

L'analyse de l'écoulement de l'eau dans les sols saturés est basée sur la loi de Darcy, une loi tirée d'observations expérimentales établissant qu'il existe une relation linéaire entre la vitesse d'écoulement et les forces motrices. Elle s'écrit sous la forme suivante :

$$q = \frac{Q}{A} = -k.i \quad (\text{II.6})$$

Où :

q : volume d'eau traversant l'unité d'air normal à la direction de l'écoulement pendant l'unité du temps $[m^3/m^2 \cdot sec = m/sec]$

Q : débit sortant ou entrant $[m^3/s]$;

k : perméabilité $[m/s]$

i : représente le gradient hydraulique imposé [sans dimension] :

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad (\text{II.7})$$

Où : Δh est la différence de charge hydraulique entre l'entrée et la sortie de l'échantillon.

A : section de l'éprouvette $[m^2]$

L : hauteur de l'éprouvette $[m]$

Le coefficient k est fonction des propriétés du sol et du fluide percolant.

La loi précédente peut être généralisée pour les écoulements tridimensionnels dans les sols anisotropes en définissant un tenseur de perméabilité qui relie le vecteur vitesse d'écoulement au vecteur gradient hydraulique :

$$\vec{q} = \bar{k} \times \vec{i} \quad \bar{k} = \begin{bmatrix} k_h & 0 \\ 0 & k_v \end{bmatrix} \quad (\text{II.8})$$

k_h et k_v sont respectivement les coefficients de perméabilité horizontale et verticale.

La loi de Darcy établit que le débit est directement proportionnel au gradient hydraulique. Deux concepts sont implicites dans la formulation expérimentale (Olsen, 1962) :

1. Une relation linéaire entre le débit et le gradient hydraulique ;
2. La relation linéaire passe à l'origine des coordonnées.

Relativement au premier concept, de nombreuses études furent réalisées dans l'objectif de démontrer sa validité. Terzaghi (1925) et Macey (1942) ont obtenu une relation linéaire pour les argiles utilisées dans leurs études classiques de perméabilité. Hansbo (1960) a étudié la validité de la loi de Darcy pour des argiles. Pour des gradients hydrauliques supérieurs à 10, les résultats montrèrent que l'on peut vérifier la linéarité entre le débit et le gradient hydraulique. Pour des gradients hydrauliques inférieurs à 10, la relation n'était pas linéaire et elle ne passait pas par l'origine des coordonnées.

Quelques équations empiriques non linéaires d'écoulement dans les sols sont présentées dans le tableau II.3.

Tableau II.3 : Equations empiriques non linéaires d'écoulement dans les sols
(Basak, 1977 et Didier et al., 1997)

Equation	Référence
$v = k i^n$	Yzbash (1931)
$n = 1,5-2,0$ (argile)	Hansbo (1960)
$n = 0,5-0,8$ (sable)	Basak (1977)
$n = 0,7-1,2$ (argile sableuse)	Didier et Cazaux (1997)
$n = 0,8-0,9$ (sable traité à la bentonite)	Didier et Cazaux (1997)
$n = 0,7-1,0$ (Limon)	Didier et Cazaux (1997)

La validité de la loi de Darcy a été également vérifiée pour les argiles compactées, à partir des essais de perméabilité, étude réalisés dans une cellule triaxiale par Tavenas et al., (1983).

Cependant, son domaine d'utilisation se limite à des valeurs du gradient hydraulique variant entre 0,1 et 50 (figure II.8), ceci convient donc tout à fait à l'étude in situ des argiles.

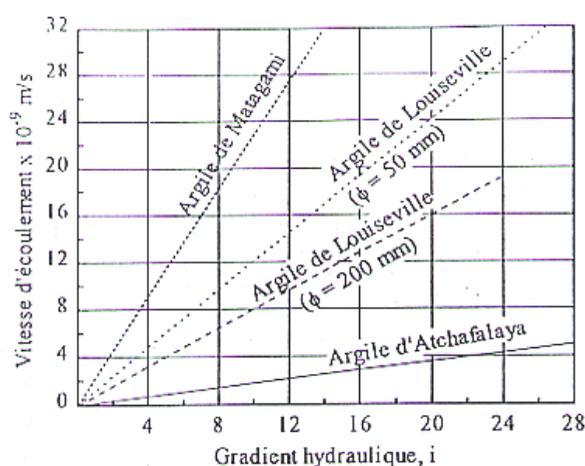


Figure II.8 : Validité de la loi de Darcy selon Tavenas et al., 1983.

3.2. Effets de différents facteurs sur la perméabilité

Les écoulements dans les milieux poreux se font par des chemins complexes et tortueux à travers des séries de pores interconnectés et de différentes tailles et formes. En règle générale, la perméabilité dans un milieu poreux dépend (Buzzi, 2004):

- Du volume des pores (fonction de la densité et du degré de saturation);
- De la distribution de la taille des pores (structure interne des pores).

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

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

Une liste des différentes variables qui peuvent être rencontrées dans chaque catégorie est présentée dans le tableau II.4. Les plus importantes seront ensuite détaillées.

Tableau II.4 : Facteurs affectant la perméabilité (Gaidi 2002)

Composition - Environnement	<ul style="list-style-type: none"> - Type de minéraux ; Surface spécifique - Forme et distribution de la taille des grains - Sels dissous ; Ions échangeables Applicable pour toutes argiles : - paramètres et méthode de compactage - Taille des mottes - Degré de saturation - Présence de fissures ou de discontinuités - Pression de confinement - Eau interstitielle - Activité biologique
Mesures	<ul style="list-style-type: none"> - Type d'essai et de perméamètre - Dimension de l'échantillon - Gradient ; - Direction de l'écouleme

3.2.1. Influence des paramètres liés au compactage

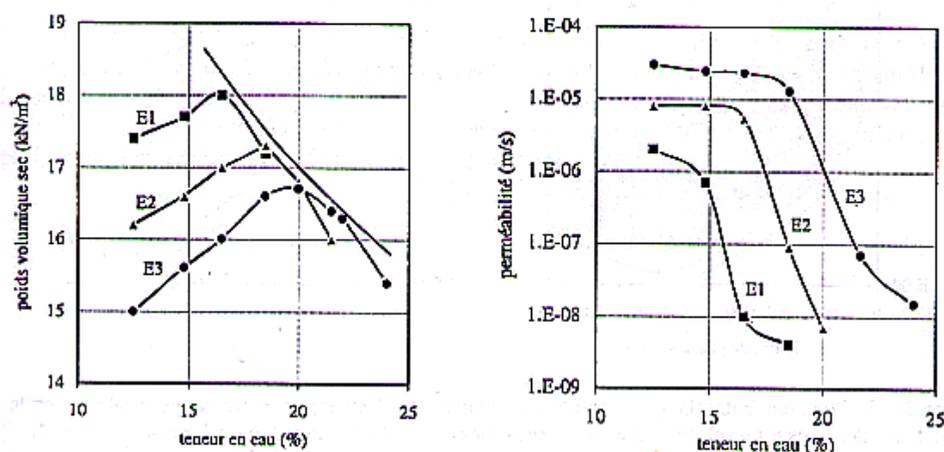
L'influence du compactage sur la perméabilité fait intervenir, d'une part, l'énergie de compactage appliquée à l'échantillon ou à la couche mise en place, et d'autre part le mode de compactage proprement dit (statique, dynamique ou par pétrissage).

Lorsqu'on augmente l'énergie de compactage, la tendance est à la diminution de la valeur de w_{opt} , quant à la densité sèche maximale ($\gamma_{d max}$), elle est une fonction croissante de l'énergie de compactage.

Du point de vue de la perméabilité, l'augmentation de l'énergie de compactage se traduit par une diminution de la conductivité hydraulique.

Mitchell et al., (1985) ont également montré l'influence de la méthode de compactage sur la perméabilité. D'après eux, cette différence est due au fait que la structure d'une argile est très influencée par les déformations de cisaillement associées au processus de compactage.

Effectivement, ces déformations de cisaillement sont directement liées au degré de dispersion des particules dans l'échantillon. Ils ont ainsi montré que les déformations de cisaillement étant supérieures pour le compactage par pétrissage que pour le compactage statique et le compactage dynamique, les échantillons compactés par pétrissage sont moins perméables que ceux compactés par une autre méthode (figure II.9). Toutefois, la méthode de compactage, si elle a une influence appréciable du côté humide de la courbe de compactage, a peu d'effet du côté sec.



E1 : compactage par pétrissage ;E2 : compactage statique ;E3 : compactage dynamique

Figure II.9: Comparaison entre les valeurs de perméabilité obtenue sur des éprouvettes compactées par pétrissage et par méthode statique (Mitchell et al, 1985)

Pour étudier les variations de perméabilité dans un sol fin compacté, il est souvent nécessaire de considérer le couple teneur en eau – compactage. En effet l'influence de la teneur en eau sur la conductivité est intimement dépendante du compactage (mode, énergie) et il est très difficile de faire la part de l'influence de chacun de ces paramètres.

Pratiquement toutes les études effectuées par les auteurs, comme en particulier (Mitchell et al., 1985, Boyton et Daniel, 1985, Day et Daniel, 1985, Moussai, 1993, Daoud, 1996) montrent que la perméabilité est très influencée par la teneur en eau initiale de compactage.

L'ensemble des études effectuées au cours des dernières décades a révélé que la perméabilité des sols compactés du côté humide par rapport à la teneur en eau notée w_{opt} , correspondant à la densité sèche maximale, est beaucoup plus faible que celle des sols compactés du côté sec ($w < w_{opt}$); ceci, contrairement à ce que certains auteurs pensaient apparemment auparavant (Caquot et Kérisel, 1966).

La perméabilité est plus forte pour les échantillons compactés à des teneurs en eau plus faibles que l'optimum (figure II.10). Typiquement, la perméabilité des échantillons compactés à des teneurs en eau plus faibles que l'optimum peut être 10 à 1000 fois plus forte que ceux compactés à des teneurs en eau plus fortes que l'optimum (Boynton et al., 1985).

Quelle que soit la forme sous laquelle les mélanges à base de bentonite seront mis en œuvre sur site, une étape nécessaire du processus sera le compactage de l'argile. Un sol peut être compacté de manière dynamique (essai Proctor) ou de manière statique par compression. Cette dernière méthode est adoptée par grand nombre d'auteurs.

Le compactage permet d'augmenter la densité sèche du mélange en réduisant l'indice des vides et cette opération revient à surconsolider (écrouir) l'argile. Elle s'accompagne d'une modification du matériau : la raideur est augmentée par la surconsolidation (résultat d'essai oedométrique et la perméabilité du matériau est grandement diminuée). D'après Seed et al (1960) et Mitchell et al., (1985), le comportement du sol n'est influencé par la méthode de compactage que pour des teneurs en eau supérieures à la teneur en eau optimale. Mitchell et al., (1985) 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 II.11).

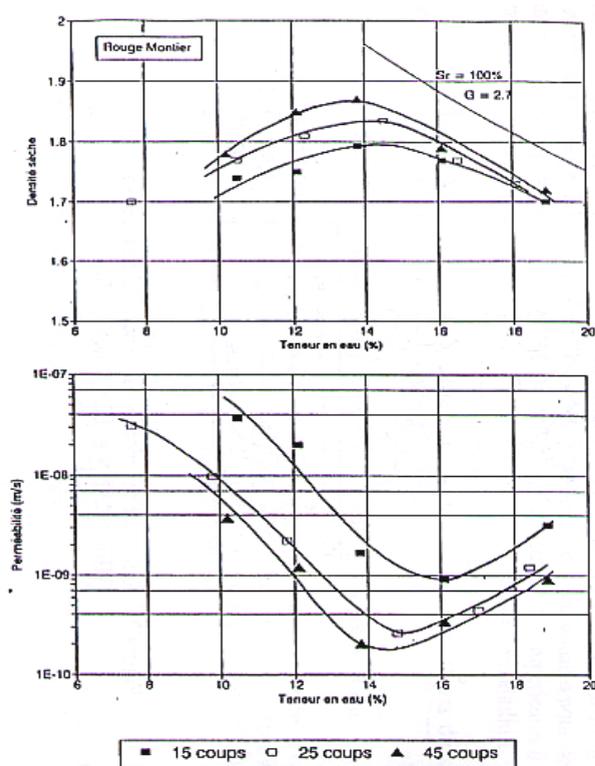


Figure II.10: Relation Conductivité hydraulique-teneur en eau/ densité sèche (Moussai, 1993)

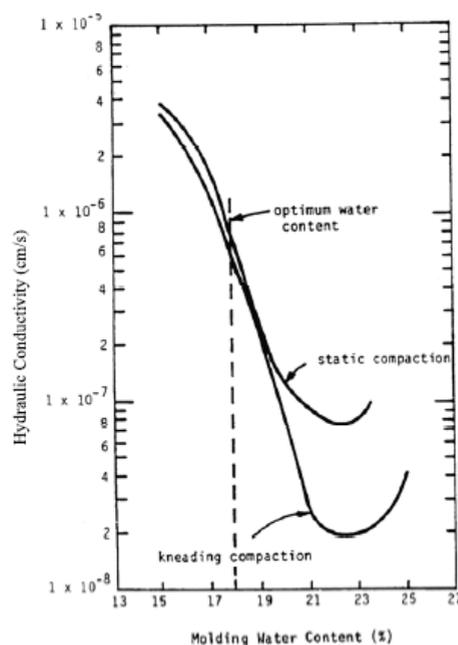


Figure II.11: Effet de la méthode de compactage sur la perméabilité (Mitchell et al, 1985)

Chalermyanont et Arrykul (2005) ont réalisé des essais de compactage Proctor Normal sur différents mélanges sable-bentonite (figure II.12), ils constatent que l'optimum Proctor et la densité sèche maximale dépendent de la teneur en argile. Ils montrent que plus la fraction massique de bentonite augmente, la teneur en eau optimale (w_{opt}) augmente et la densité sèche à l'optimum (ρ_{dopt}) diminue. Ceci est corroboré par d'autres auteurs (Chapuis 1990; Kenney et al., 1992, Kaya et al., 2004). Cette augmentation de teneur en eau optimale est logique puisque l'argile adsorbe de l'eau à la surface des feuillets.

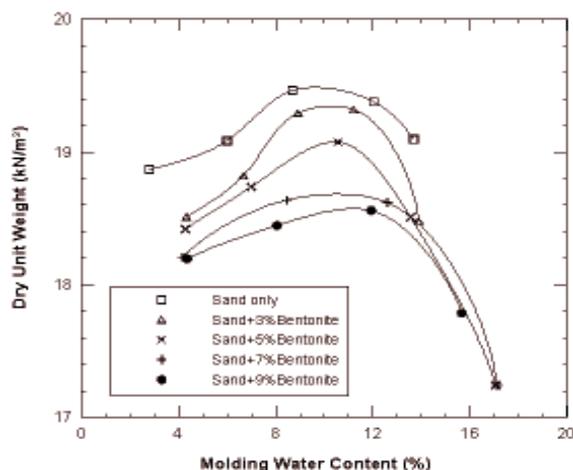


Figure II.12 : effet de l'ajout de bentonite sur les paramètres de Proctor Chalermyanont (2005)

3.2.2. Influence de la composition des mélanges

Outre le type d'additif possible pour améliorer les caractéristiques de la bentonite, de nombreux auteurs se sont interrogés quant à l'impact de la teneur massique en bentonite sur différents paramètres mécaniques ou hydrauliques des mélanges. Ces études de composition de mélanges concernent toutefois majoritairement les mélanges bentonite-sable. Nous abordons ici plusieurs paramètres des mélanges pouvant être modifiés par la teneur en bentonite.

La composition du sol influence généralement de façon très significative la perméabilité. Dans le cas des sols traités à la bentonite, l'augmentation du pourcentage de bentonite ajoutée permet d'améliorer l'étanchéité en réduisant considérablement la perméabilité des mélanges jusqu'à une valeur seuil à partir de laquelle la perméabilité ne diminue plus (figure II.13). Ces résultats ont été obtenus par de nombreux auteurs (Cavalcante Rocha, 1994 ; Didier et Cavalcante Rocha, 1996).

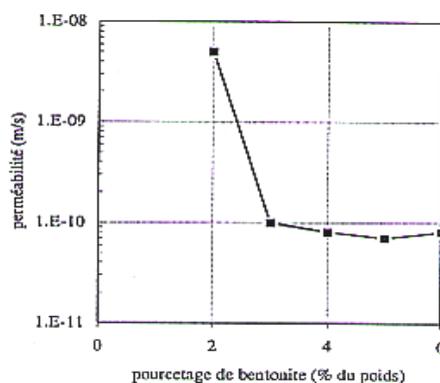


Figure II.13 : Relation entre la perméabilité et le pourcentage de bentonite ajouté (Didier et Cavalcante Rocha, 1996)

Chapuis 1990 réalise des essais de perméabilité sur des mélanges bentonite-sable avec des fractions massiques comportant de 0 à 25 % de bentonite et conclut que la perméabilité du mélange décroît lorsque l'on augmente la part de bentonite. Ceci correspond à une optimisation de l'arrangement des grains et au remplissage des vides par les particules d'argile de dimension plus faible que celles des grains de sable. Toutefois, il estime qu'à partir de 50% de bentonite, la perméabilité du mélange n'évolue plus. Cela correspondrait à un état limite pour lequel tous les vides sont comblés par les particules d'argile. Kenney (1992) trouve pourtant que la perméabilité varie encore au delà d'une part égale de sable et de bentonite même si la variation est faible. C'est aussi ce que propose Al Shaye'a 2001 bien que ce soit sur la base d'une extrapolation (figure II.14).

Komin et Ogata 1996 ont étudié la perméabilité des mélanges sable-bentonite. Les pourcentages de bentonite varient de 5 à 50%. La perméabilité passe de 1.10^{-8} cm/s à 5.10^{-10} cm/s pour des pourcentages de bentonites variant entre 5 et 20 %. Au-delà de 20 %, la perméabilité varie peu, elle passe de 5.10^{-10} cm/s à 1.10^{-10} cm/s.

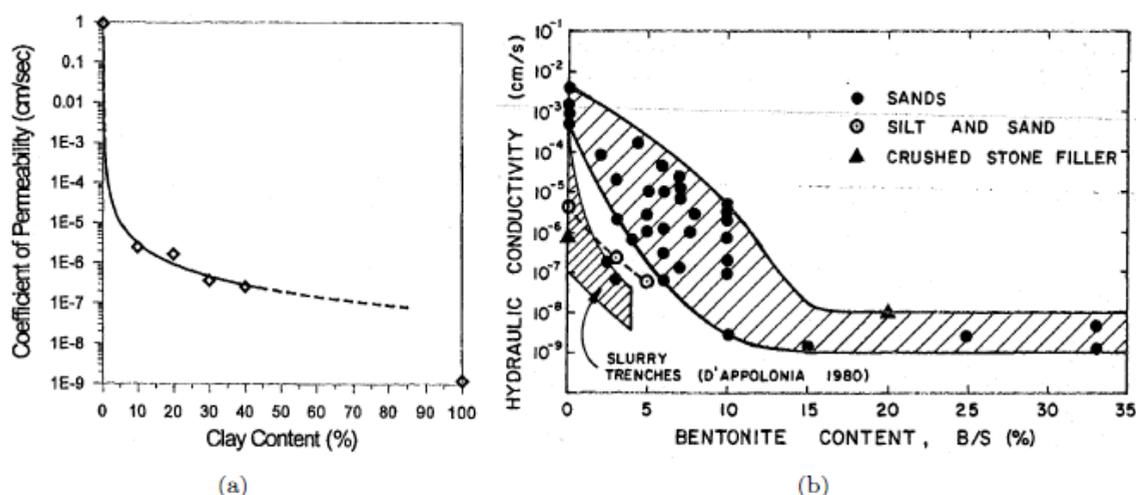


Figure II.14 : Evolution de la perméabilité du mélange en fonction de la teneur en bentonite. (a) D'après Al Shaye'a 2001. (b) D'après Chapuis 1990.

Chalermyanont et Arrykul, (2005) ont confirmé que l'ajout de faible pourcentage de bentonite sodique conduit à une diminution importante de la perméabilité. Ils constatent qu'au-delà de 5% de bentonite sodique ajouté, le coefficient de perméabilité reste constant. Ceci a été expliqué par le phénomène de gonflement. Plus le taux de gonflement augmente, la perméabilité diminue jusqu'à un seuil de 5% de bentonite additionnée. Au-delà de ce pourcentage, la perméabilité est constante (figure II.15).

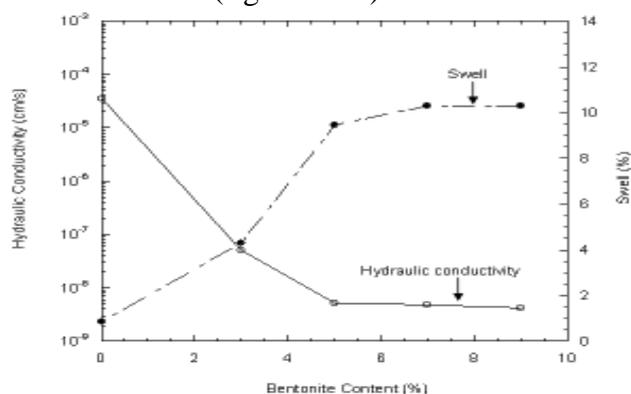


Figure II.15 : relation gonflement-perméabilité en fonction du pourcentage de bentonite ajoutée (Chalermyanont et Arrykul, 2005)

3.2.3. Influence du degré de saturation

L'expérience a montré que la non saturation de l'éprouvette entraînait une diminution très importante de la valeur de la perméabilité. En effet, Les bulles emprisonnées ont tendance à boucher les pores, d'où une diminution de k . C'est pourquoi, il faut s'assurer de la totale saturation de l'échantillon avant de mesurer sa perméabilité.

Olson et Daniel (1981) se sont intéressés à la perméabilité des sols argileux non saturés. Dans un échantillon non saturé se développe une succion qui a tendance à retenir prisonnière l'eau au sein du réseau poreux de l'échantillon. La perméabilité sera d'autant plus faible que la succion sera élevée (le degré de saturation sera faible). Pour mesurer la conductivité hydraulique au cours de la saturation, ils ont eu recours à la loi de Darcy généralisée. Les suctions ont été mesurées à l'aide de psychomètres insérés dans l'échantillon de sol. La conductivité hydraulique tend à augmenter au cours de la saturation (figure II.16).

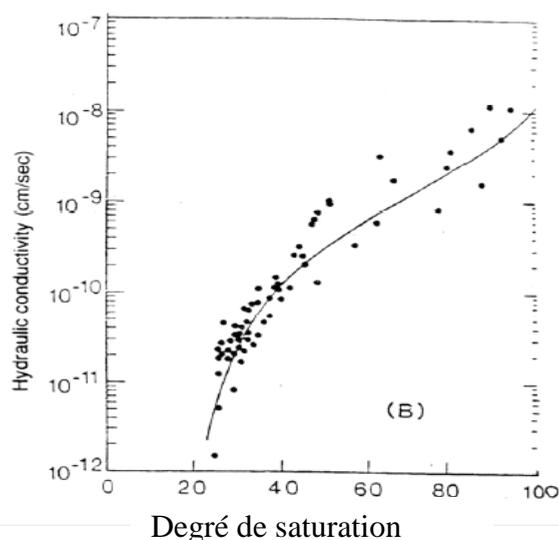


Figure.II.16 : Relation entre le degré de saturation et la perméabilité (Olson et Daniel, 1981) p61

Delage (1987) ainsi que Fleureau et al., (1995) ont observé que la perméabilité à l'eau augmente avec le degré de saturation. A contrario, la perméabilité à l'air décroît.

3.2.4. Influence de la contrainte verticale

L'intérêt de l'application d'une contrainte verticale est de reproduire en laboratoire les conditions in situ (par exemple la contrainte due au poids des terres ou au poids des déchets stockés)

Les résultats expérimentaux obtenus sur des mélanges sable-bentonite ont montré que la perméabilité diminuait au fur et à mesure que la valeur du déviateur augmentait.

Daoud, (1996) a réalisé des essais de perméabilité sur des éprouvettes de limon argileux de Xeully compactées à différentes teneurs en eau. Les résultats ont été représentés dans les deux plans $[\log \sigma'_3, e]$, $[\log \sigma'_3, \log k]$ et $[\log k, e]$. IL a constaté que la relation entre l'indice des vides, la perméabilité et la contrainte σ'_3 comporte deux domaines relativement linéaires.

Le point de changement de pente correspond à la valeur de l'indice des vides à la pression de préconsolidation. Il note que, dans le cas des sols fins, la linéarité de la relation entre l'indice des vides (e), la perméabilité (k) et la contrainte effective isotrope (σ'_3) dans les plans $[\log \sigma'_3, e]$, $[\log k, e]$ et par conséquent $[\log \sigma'_3, \lg k]$ dépend du niveau de surconsolidation de l'échantillon, autrement dit du domaine normalement consolidé et du domaine surconsolidé.

En effet, une augmentation du déviateur de contrainte a pour effet de réduire la valeur de l'indice des vides ce qui provoque la diminution de la valeur de la perméabilité jusqu'à une certaine valeur du déviateur de contraintes. Dans le cas du limon argileux de Xeuilley, ce dernier est de 50 kPa (Daoud, 1996).

Watabe et al., (2005) ont réalisé des essais de perméabilité en utilisant l'œdomètre sur différents mélanges sable-bentonite. Les pourcentages de bentonite varient de 10 à 50 %. Les résultats sont présentés sur la figure II.17. Ils montrent qu'une augmentation de la contrainte verticale conduit à une diminution de la perméabilité et de l'indice des vides. La perméabilité et l'indice des vides sont proportionnels.

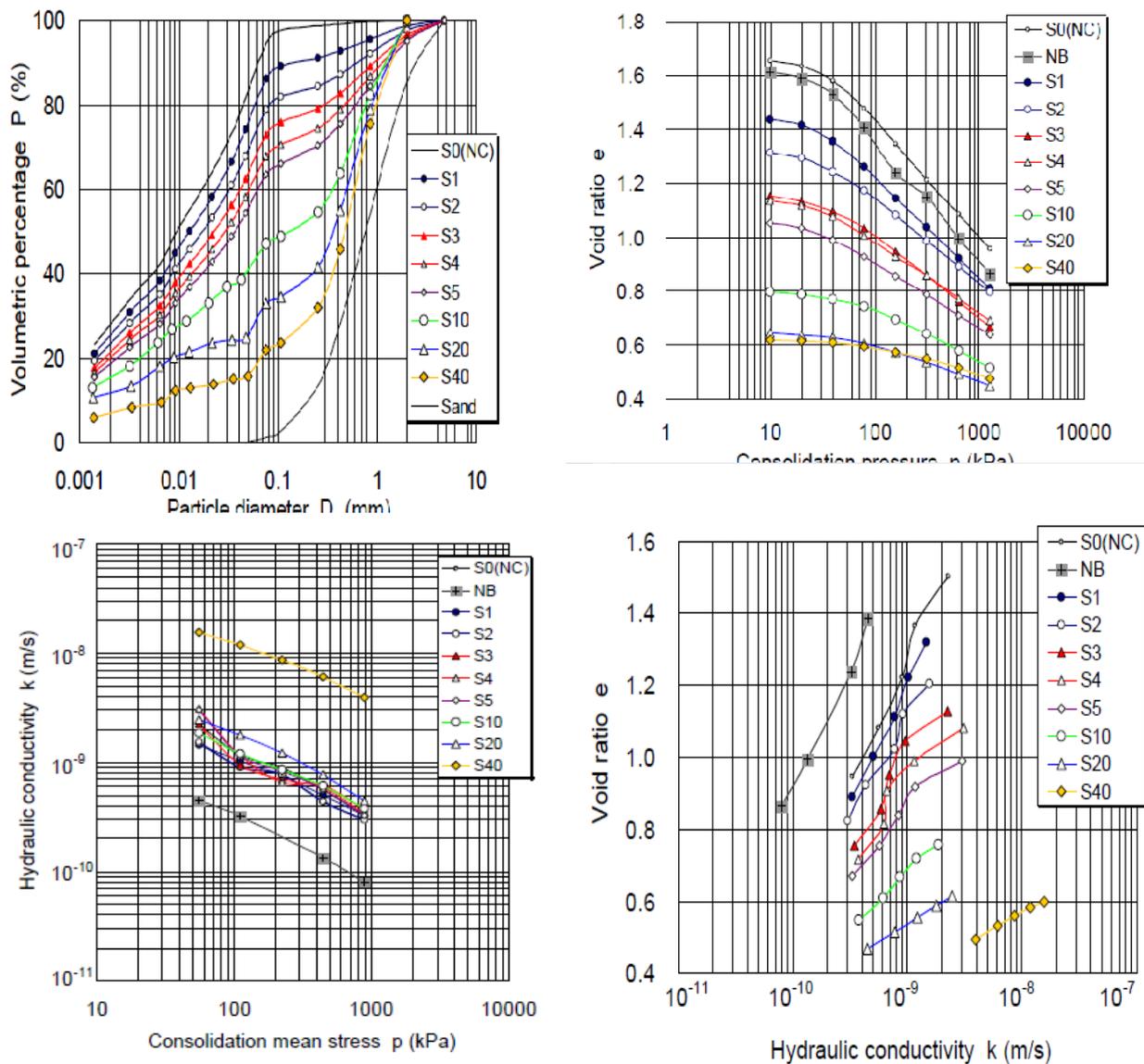


Figure II.17 : relation entre les paramètres (contraintes verticales, indice des vides) et la perméabilité des différents mélanges sable-bentonite (Watabe et al., 2005)

Taibi et al., (2009a), ont réalisé des essais de perméabilité saturée sur deux types de sols différents en utilisant l'appareil triaxial de type Bishop-Wesley. Ils montrent que la perméabilité est légèrement influencée dans le domaine des contraintes testés (de 0,1 à 1,6 MPa) (figure II.18).

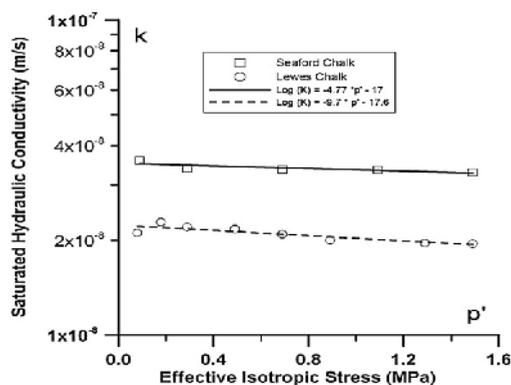


Figure II.18 : effet de la contrainte effective moyenne sur la perméabilité saturée (Taibi et al., 2009 a)

3.2.5. Influence du gradient hydraulique

Les gradients hydrauliques habituellement utilisés en laboratoire sont souvent plus élevés que ceux rencontrés in situ, et ce, afin de pouvoir réaliser des mesures d'une durée raisonnable (de l'ordre de 2 à 4 semaines). Ces gradients peuvent atteindre 100 à 200 ou plus (Sayad-Gaidi 2003). Les forts gradients peuvent entraîner une évolution de la structure interne de l'échantillon par migration des éléments plus fins. On peut avoir comme effet, une fermeture des pores.

En outre, il est possible que la différence de pression entre l'amont et l'aval de l'échantillon entraîne sa consolidation donc une diminution de la perméabilité. En fait, cette possibilité n'est pas à craindre quand le matériau testé est un matériau compacté, car ce compactage même faible correspond à des pressions statiques supérieures aux pressions hydrauliques utilisées au cours des essais de perméabilité. Par contre, le problème peut se poser pour des essais de perméabilité réalisés sur des échantillons intacts dont la pression de consolidation serait inférieure à la différence de pression amont –aval utilisée pendant les essais.

Goual (2010) a réalisé une série d'essai de perméabilité sur des échantillons compactés (80% tuf- 20 % sable calcaire) pour différentes valeurs de gradients hydrauliques (de $i= 50$ à 187.5). Il constate dans la gamme des gradients hydrauliques testés une légère croissance de la perméabilité avec une tendance vers un palier (figure II.19). Ces résultats sont confirmés par les travaux de Younes (2010).

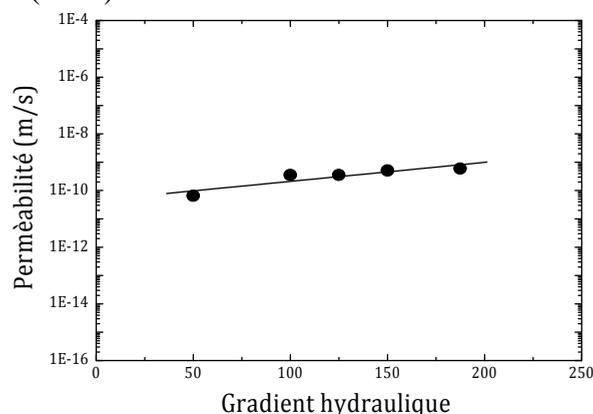


Figure II.19 : Influence du gradient hydraulique sur la perméabilité (Goual, 2010)

3.2.6. Influence de la température

L'effet de la température sur la perméabilité des sols saturés a été étudié par Abdullah et al., (1997); Khemissa (1998); Cho et al., (1999); Delage et al., (2000). L'augmentation de la température a induit, dans la plupart des cas, une croissance du coefficient de perméabilité. Cette augmentation de la perméabilité est liée à la diminution de la viscosité de l'eau provoquée par l'augmentation de la température. Cho et al., (1999) ont trouvé que la perméabilité intrinsèque des échantillons en bentonite compactée était insensible à la température de 20 °C à 150 °C.

Les premières études de l'effet de la température sur la perméabilité des sols non saturés ont été menées sur des sols sableux. Les recherches de Haridasan et Jensen (1972) ont montré les résultats principaux suivants : (a) la conductivité hydraulique en fonction de la teneur en eau augmente avec l'augmentation de la température; (b) la conductivité hydraulique en fonction de la succion est insensible au changement de la température. En fait, une augmentation de la température engendre normalement une diminution de la viscosité de l'eau et en même temps une diminution de la tension surfacique. Ainsi, la diminution de la perméabilité en fonction de la teneur en eau est compensée par la diminution de la succion lors d'un échauffement. Par conséquent, la relation entre la perméabilité et la succion a été trouvée insensible à la température.

3.3. Matériels de mesure de la perméabilité saturée

Les techniques de mesure des perméabilités décrites dans la littérature sont fort nombreuses et sont souvent classées suivant le régime d'écoulement envisagé. En parallèle avec la diversité de ces méthodes, la question concernant la validité et la fiabilité des résultats obtenus est souvent posée. D'un côté, les difficultés expérimentales rencontrées d'une méthode à autre sont omniprésentes, et de l'autre côté, un grand nombre de paramètres peut influencer les mesures.

Les types de perméamètres sont très divers. Généralement, ils sont regroupés en deux catégories principales :

- ✓ Perméamètre à paroi rigide.
- ✓ Perméamètre à paroi flexible.

3.3.1. Perméamètre à paroi rigide

Comme son nom l'indique, le perméamètre à paroi rigide est constitué d'un moule indéformable enveloppant l'échantillon de sol. Du fait de la simplicité de la procédure d'essai, ce perméamètre reste le plus couramment utilisé au laboratoire. Plusieurs types de perméamètres à parois rigides sont utilisés pour la détermination de la perméabilité des sols fins au laboratoire

Dans les perméamètres à paroi rigide, l'échantillon est contenu dans un anneau rigide en métal, en plastique ou en plexiglas. Les perméamètres à paroi rigide utilisés dans l'étude de la perméabilité des sols fins sont les suivants : perméamètre de moule de compaction, perméamètre de tube carottier, perméamètre d'anneau surdimensionné et oedoperméamètre.

L'un des problèmes communs aux perméamètre à paroi rigide est la possibilité des fuites latérales.

Ce type d'appareillage est très utile pour tester les sols fortement compressibles comme les vases ou les sols traités à la bentonite qui constitueront le fond des décharges.

✓ **Perméamètre à compactage direct** : il est constitué d'un moule cylindrique rigide (100 mm de diamètre comme le moule Proctor) qui permet le compactage direct de l'échantillon. Le compactage direct plaque l'échantillon sur les parois du moule limitant ainsi les effets de bord (figure II.20 a).

✓ **L'oedoperméamètre** (figure II.20.b): Pour mesurer la perméabilité, deux méthodes sont possibles :

1. Le sol peut être consolidé et on calcule la perméabilité à partir du taux de consolidation :

$$k = \frac{C_v \gamma_w}{E} \quad (II.9)$$

C_v : coefficient de consolidation E : module œdométrique

2. Un essai de perméabilité peut être réalisé directement.

L'avantage principal d'utiliser un oedoperméamètre est :

- L'application des charges verticales sur la surface supérieure de l'échantillon pour réduire l'écoulement différentiel sur le contour de l'échantillon ;
- de reproduire les conditions de chargement in situ ;
- De suivre l'évolution de k en fonction de l'indice des vides ou du degré de consolidation ;

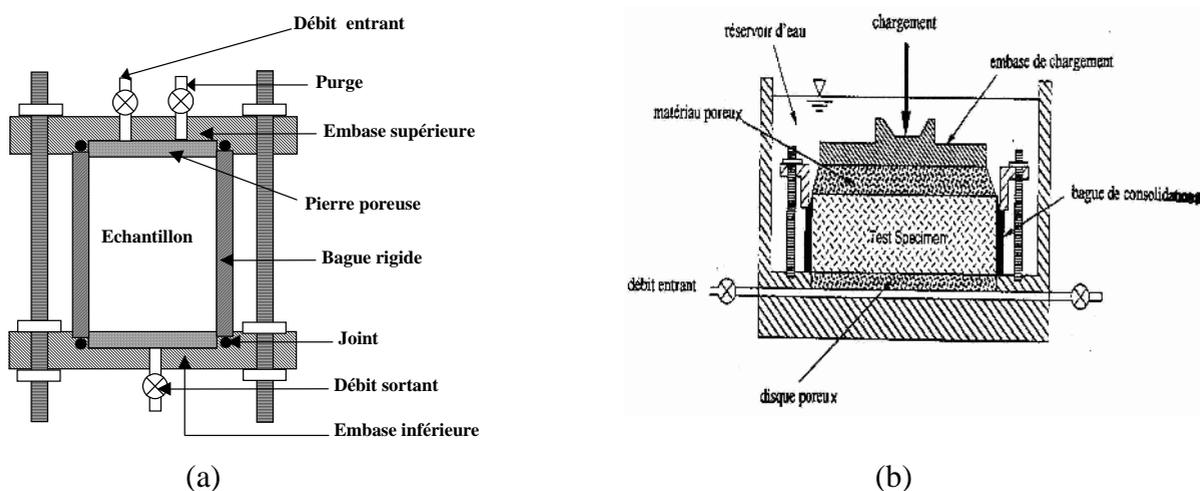


Figure II.20: Type des perméamètres
(a) Perméamètre à compactage direct (b) oedoperméamètre

3.3.2. Perméamètre à paroi flexible

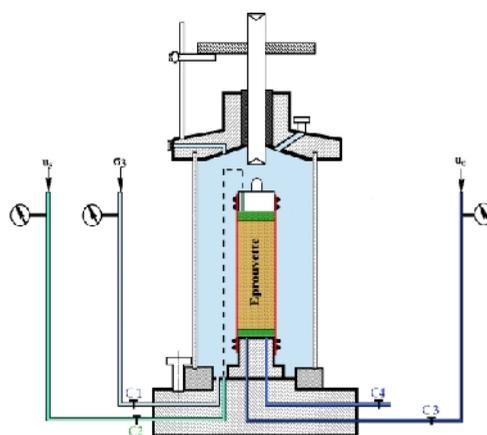
Il s'agit de la cellule triaxiale. L'échantillon est enveloppé dans une membrane en latex. La cellule est remplie d'eau et mise sous pression pour plaquer la membrane sur l'échantillon et réduire le plus possible d'éventuels écoulements préférentiels. Le principe est reproduit sur la figure II.21.

Parmi les avantages du perméamètre à paroi flexible, Madsen et Mitchell (1989) et Daniel (1994) citent :

- ✓ La membrane en latex s'adapte bien aux surfaces irrégulières de l'échantillon;
- ✓ Saturation de l'échantillon par contre pression;
- ✓ La saturation de l'échantillon peut être confirmée par la mesure du coefficient de Skempton (B);
- ✓ Lecture des déformations verticales et volumiques;
- ✓ Le temps d'essai peut être réduit avec la saturation par contre- pression;
- ✓ Permet de tester des échantillons intacts et compactés;
- ✓ Permet d'appliquer des pressions verticales qui simulent les pressions in- situ;

Et parmi les inconvénients, ils citent :

- ✓ Coût d'équipement élevé ;
- ✓ Plus complexe que le perméamètre à paroi rigide ;
- ✓ Les membranes utilisées pour confiner l'échantillon de sol sont généralement fabriquées en latex-butyle ou en Néoprène, matériaux fragiles qui peuvent être attaqués et détruits par certains produits chimiques utilisés comme liquides percolants dans certaines études spéciales;
- ✓ Diffusion à travers la membrane ;



C1: circuit de pression de confinement ; C2: Circuit de contre-pression u_s (en sortie) ; C3: Circuit de pression d'entrée u_e ; C4: Circuit de purge ou mesure de u_e

Figure II.21 : Cellule triaxial utilisée pour la mesure du coefficient de perméabilité.

3.4. Mesure de la perméabilité saturée

3.4.1. Mesures en régime permanent

- **Essai à charge constante**

Cette méthode de mesure consiste à maintenir une charge hydraulique constante dans l'échantillon (figure II.22). Le flux traversant l'échantillon est engendré par un gradient de charge hydraulique constant. Les conditions du régime permanent seront atteintes lorsque le débit d'eau entrant est égal au débit sortant de l'échantillon. La perméabilité est calculée en utilisant la loi de Darcy.

Cette méthode de mesure peut être appliquée aussi bien aux échantillons intacts qu'aux échantillons remaniés. Il est certain qu'avec cette méthode, on peut obtenir des résultats assez précis mais elles présentent des temps d'essais assez importants. Le coefficient de perméabilité est alors :

$$k = \frac{V}{tA} \frac{L}{H} \quad (\text{II.10})$$

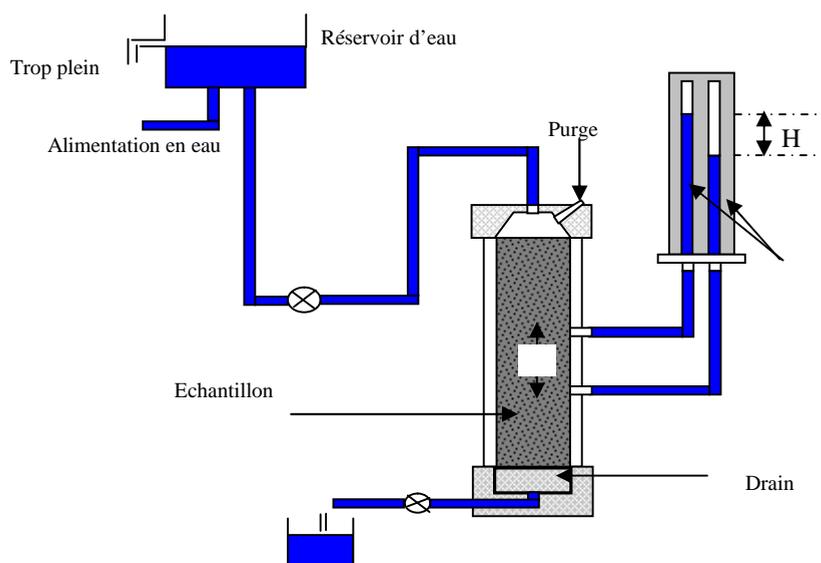


Figure II.22. Procédure d'essai à charge constante

• **Essai à charge variable**

Cette procédure d'essai est généralement employée pour les sols fins qui présentent des coefficients de perméabilité assez faibles ($<10^{-7}$ m/s). Le sol à étudier est placé dans le perméamètre (figure II.23). On mesure le temps nécessaire pour que le niveau de l'eau descende du niveau h_1 au niveau h_2 . On se trouve bien dans le cas d'un écoulement à une dimension, et on peut appliquer la loi de Darcy pour chaque intervalle élémentaire de temps ($t, t + dt$).

La perméabilité est donnée par l'expression suivante :

$$k = 2,3 \frac{a}{A} \frac{L}{(t_2 - t_1)} \log \frac{h_1}{h_2} \quad (\text{II.11})$$

Avec :

A : section de l'échantillon ; a : section du tube où s'effectuent les lectures.

L : hauteur de l'échantillon ; h_i : charge hydraulique à l'instant t_i .

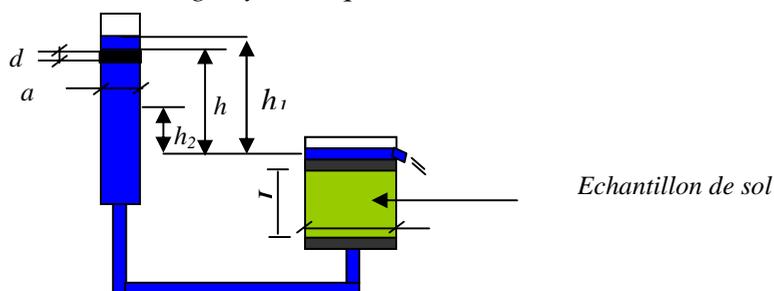


Figure II.23. Procédure d'essai à charge variable

3.4.2. Mesures en régime non permanent

3.4.2.1. Méthode par impulsion « pulse transient method »

Brace et al., (1968) ont initialement introduit la méthode pulse en mécanique des roches et ont employé avec succès cette technique pour estimer la perméabilité du granite de Westerly sous de fortes pressions de confinement. Depuis, la technique par impulsion est reconnue comme une méthode fiable pour déterminer la perméabilité des roches. Plusieurs auteurs ont ensuite contribué à sa généralisation. Neuzil et al., (1981) et Ming Zhang et al., (2000) ont proposé des méthodes d'interprétation de l'essai pulse. Cette solution analytique permet, si le dimensionnement du dispositif expérimental est adapté, de déterminer la perméabilité et le coefficient d'emmagasinement spécifique de la roche étudiée. Cependant, ces procédures sont relativement compliquées et beaucoup de chercheurs préfèrent toujours la solution proposée par Brace et al. Pour interpréter leurs résultats expérimentaux, seulement, cette dernière méthode néglige le coefficient d'emmagasinement.

Parmi les appareils qui permettent la mesure du coefficient de perméabilité par la méthode de pulse est la cellule triaxiale de Bishop (figure II.24).

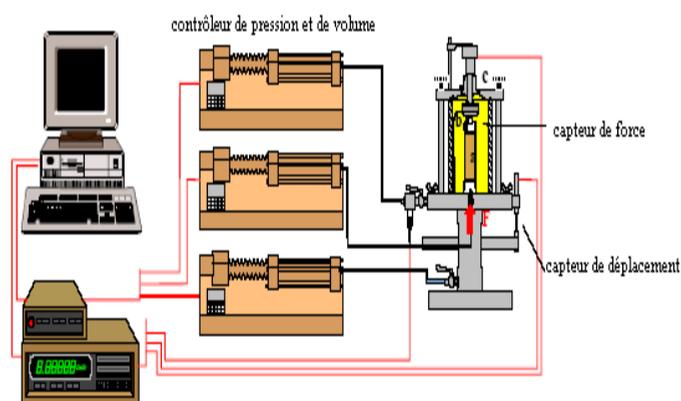


Figure II.24 : cellule triaxiale de Bishop

La solution analytique proposée par Brace et al., (1968) suppose que l'emmagasinement de l'échantillon est négligeable. L'erreur commise sur la détermination de la perméabilité à partir de la solution proposée par Brace, selon le rapport du volume de la porosité connectée de l'éprouvette au volume du réservoir supérieur, est inférieure à 0,1 lorsque le volume du réservoir supérieur est égal à 4 fois ou plus le volume de la porosité effective ou si le volume du réservoir supérieur est le double (ou plus) du volume de la porosité effective.

Le concept de base de cette technique consiste à relier les extrémités d'un échantillon de sol ou de roche à deux réservoirs de liquide; à l'instant t , on impose une légère augmentation de la pression du liquide dans l'un des deux réservoirs (réservoir supérieur). L'observation de la dissipation de la pression en fonction du temps permet la détermination de la perméabilité (figures II.25-26).

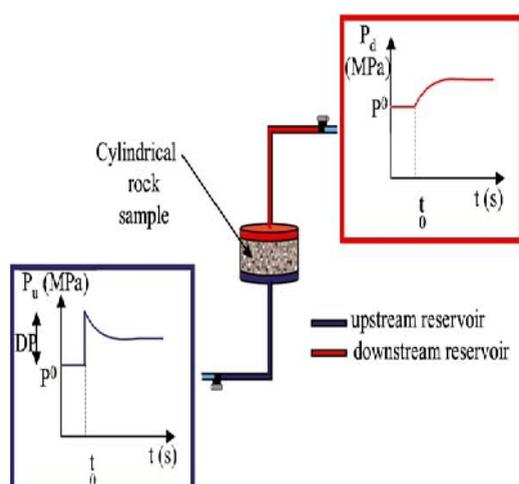


Figure II.25 : Procédure de l'essai Pulse
(Homand et al., 2004)

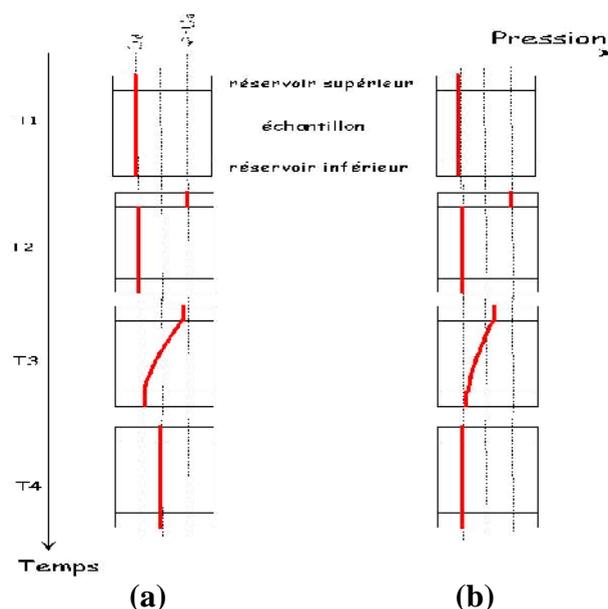


Figure II.26 : Principe de l'essai pulse
(Sayad-Gaidi, 2003)

(a) : Choc impulsif avec drainage fermé au niveau du réservoir inférieur
(b) : Choc impulsif avec drainage ouvert au niveau du réservoir inférieur

• Interprétation de l'essai pulse

L'interprétation de l'essai pulse est basée sur l'analyse de l'évolution de la vitesse d'infiltration déduite de la dissipation de la pression en fonction du temps. La méthode consiste donc à estimer d'abord le volume d'eau infiltré en fonction du temps. Entre l'instant t et l'instant $t + \Delta t$, celui-ci est donné par :

$$\Delta V_w = V_w \times \Delta u_w \times C \quad (\text{II.12})$$

Avec:

C : coefficient de compressibilité de l'eau [1/kPa];

V_w : volume d'eau initial [m^3];

ΔV_w : volume d'eau infiltré [m^3];

Δu_w : variation de la pression de l'eau pendant le temps Δt [kPa].

Le débit d'infiltration est ensuite déduit de l'expression suivante sur l'intervalle de temps Δt :

$$Q = \frac{\Delta V_w}{\Delta t} \quad (\text{II.13})$$

Avec:

Q : débit d'infiltration [m^3/s];

Δt : intervalle de temps [s].

A tout moment, une valeur de perméabilité k peut être calculée à partir de la loi de Darcy en considérant le débit s'écoulant sous la charge hydraulique moyenne pendant l'intervalle de temps considéré.

$$k = \frac{V}{i} = \frac{Q}{i \times S} \quad (\text{II.14})$$

Avec:

V : vitesse d'infiltration [m/s] ;

Q : débit d'infiltration [m³/s] ;

S : section de l'échantillon [m²] ;

i : gradient hydraulique

Le gradient hydraulique i est donné par l'expression suivante :

$$i = \frac{\text{différence de charge}}{\text{chemin parcouru dans l'échantillon}}$$

$$i = \frac{h_e - h_f + Z_f(t)}{Z_f(t)} \quad (\text{II.15})$$

avec :

Z_f : profondeur du front d'humidification au temps t [m] ;

h_e : charge hydraulique à l'entrée [m] ;

h_f : charge hydraulique au niveau du front d'humidification [m].

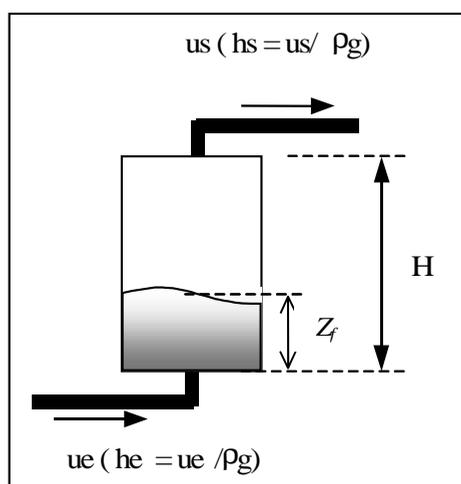


Figure II.27 : Définition des paramètres de la méthode d'interprétation

Si la pression de l'eau est égale à la pression atmosphérique sur le front d'humidification, le gradient hydraulique devient :

$$i = \frac{h_e + Z_f(t)}{Z_f(t)} \quad (\text{II.16})$$

Dans le cas d'un échantillon saturé, le front d'humidification représente toute la hauteur (H) de l'échantillon ($Z_f = H$)

$$i = \frac{h_e + H}{H} \quad (\text{II.17})$$

L'expression du coefficient de perméabilité devient :

$$k = \frac{\Delta V_w H}{\Delta t S (h_e + H)} \quad (\text{II.18})$$

$$k = \frac{\Delta V_w H}{\Delta t S \left(\frac{u_e}{\gamma_w} + H \right)} \quad (\text{II.19})$$

Dans le cas où la contre pression n'est pas nulle ($u_s \neq 0$), la perméabilité est calculée à l'aide de l'expression suivante :

$$k = \frac{\Delta V_w H}{\Delta t \cdot S \left(\frac{u_e - u_s}{\gamma_w} + H \right)} \quad (\text{II.20})$$

Avec :

- V_w : volume d'eau infiltré [m^3].
- k : la perméabilité [m/s].
- H : Hauteur de l'échantillon [m].
- S : la section de l'échantillon [m^2]
- t : intervalle de temps [s].
- $u_{e,s}$: Pression interstitielle à la base et à la tête de l'échantillon (kPa).

On cite l'exemple de l'essai pulse réalisé par Saouli et al., (2008) et qui est représenté sur la figure II.28. La variation de pression utilisée (pulse) est de 50 kPa. Le temps de stabilisation des pressions est de l'ordre de 24 heures.

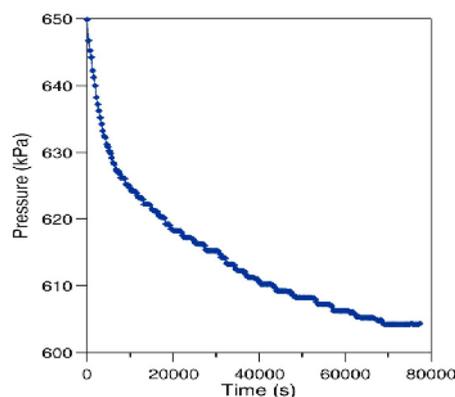


Figure II.28 : Dissipation de la pression pulse en fonction du temps (Saouli et al., 2008)

3.4.2.2. Méthode "harmonique" par écoulement alternatif sinusoïdal ("oscillating pore pressure" technique)

La mise en œuvre de la méthode "harmonique" repose sur la circulation d'une onde de pression dans le milieu poreux. Cette méthode peut potentiellement apporter des informations sur la proportion de l'espace poreux qui contribue essentiellement à l'emmagasinement des fluides, et notamment sur les tailles d'accès de ces pores particuliers (Stewart et al., 1961). Elle a été développée pour l'analyse de la perméabilité dans les sondages par le Pr. Jouanna (Jouanna & Fras, 1979; Jouanna, 1991, 1992). Indépendamment, la technique d'oscillation de pression de pore pour l'étude de la perméabilité en laboratoire fut introduite dans la littérature des Sciences de la Terre simultanément par Kranz et al., (1990) et Fischer & Paterson

(Fischer, 1992a; Fischer & Paterson, 1992b). La méthode "harmonique" est basée sur la mesure de l'atténuation et du déphasage d'une onde de pression de pore sinusoïdale lorsqu'elle se propage à travers un échantillon. On crée dans le réservoir supérieur une onde de pression sinusoïdale dont on contrôle l'amplitude et la période, et on mesure la pression en fonction du temps simultanément dans les réservoirs inférieur et supérieur. La pression enregistrée dans le réservoir situé après l'échantillon a la forme d'une oscillation sinusoïdale, atténuée et déphasée par rapport à l'onde de départ (figure II.29). A partir du rapport des amplitudes et du déphasage des deux ondes, on peut calculer la perméabilité k et l'emmagasinement $\beta_{\text{éch}}$ de l'échantillon de roche étudié. Grâce à un traitement du signal par transformées de Fourier, on obtient un rapport signal / bruit très élevé, ce qui permet d'améliorer la qualité des résultats ou de s'affranchir des erreurs liées à la présence de légères fuites ou à des variations de la température. De plus, en effectuant des mesures pour différentes fréquences, on apporte une contrainte supplémentaire sur la microstructure de la roche.

L'atténuation et le déphasage de l'onde de pression résultante sont des fonctions des paramètres suivants (Larive 2004) :

- les paramètres expérimentaux dont on connaît les valeurs ou que l'on obtient par mesures :

- la longueur de l'échantillon, L , en (m)
- la section de l'échantillon, S , en (m^2)
- la période des oscillations de l'onde de pression fluide imposée, T , en (s)
- la viscosité dynamique du fluide de pore, η , en ($\text{Pa}\cdot\text{s}$)
- la capacité d'emmagasinement du réservoir inférieur.

- les propriétés de l'échantillon que l'on cherche à déterminer, à savoir :

- la perméabilité k , en (m^2)
- l'emmagasinement de l'échantillon, $\beta_{\text{éch}}$, en (Pa^{-1})

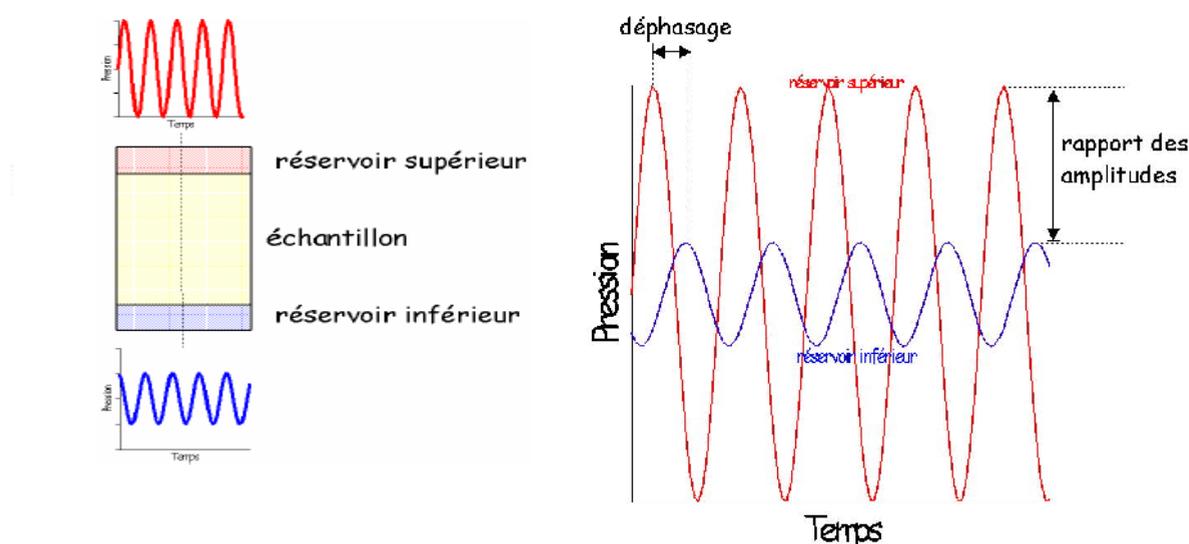


Figure II.29 : Principe de la mesure de la perméabilité en laboratoire par la méthode harmonique, d'après Kranz et al. (1990).

4. Conductivité hydraulique non saturé

4.1. Définition des sols non saturés

Dans les sols non saturés coexistent trois phases et l'on observe en général que l'eau « mouille » la surface des particules, c'est à dire la recouvre tandis que l'air est plutôt situé au milieu des pores (figure II.30). Suivant le degré de saturation du sol, nous distinguons trois modes d'interaction entre les phases (Worth & Houlsby, 1985) :

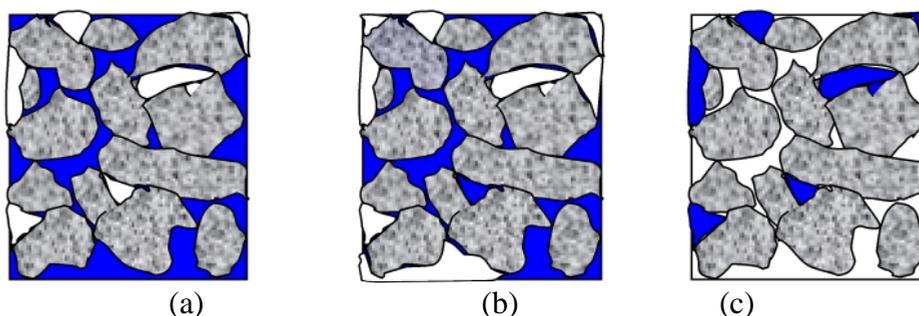


Figure II.30 : Les trois états des sols non saturés (Worth & Houlsby, 1985)

- **Sol quasi saturé** : la phase liquide est continue et l'eau peut circuler sous l'influence de la pesanteur. La phase gazeuse est discontinue et ne se déplace pas de façon autonome. Les sols sont « quasi saturés » pour des degrés de saturation supérieurs à 85 % (Figure II.30-a).
- **Sol à la saturation d'équilibre** : la phase liquide est encore continue mais l'eau ne peut plus se déplacer sous la seule influence de la pesanteur. La phase gazeuse est également continue, mais ne circule pas en général (Figure II.30-b).
- **Sol faiblement saturé** : l'eau entoure les particules et occupe des volumes discontinus à leurs points de contact sous forme de ménisque. La phase liquide est toujours continue par l'intermédiaire des pellicules d'eau adsorbée mais ne se déplace que très lentement. La phase gazeuse est continue, mais généralement immobile. L'évaporation de l'eau à l'intérieur des pores du sol peut devenir un phénomène important (Figure II.30-c).

Dans un sol saturé, le coefficient de perméabilité est essentiellement fonction de l'indice des vides et de la courbe porosimétrique. Dans une analyse d'écoulement transitoire, il est souvent supposé être constant. Mais, dans un sol non saturé, le coefficient de perméabilité n'est pas constant, il varie en fonction de la combinaison de l'indice des vides et de la saturation. Physiquement, au fur et à mesure que le sol se déshydrate, l'air occupe de plus en plus le volume des pores de sorte que le trajet de l'eau devient de plus en plus étroit et tortueux. Par conséquent, la perméabilité diminue fortement lorsque la saturation diminue. Cette dernière est fortement influencée par la variation de la succion, mais peu influencée par la variation de la contrainte nette.

L'effet de la variation de l'indice des vides sur le coefficient de perméabilité est faible par rapport à l'effet de la saturation. L'effet de la contrainte nette sur la saturation est secondaire par rapport à l'effet de la succion. Dès lors, pour l'analyse d'écoulements transitoires dans un sol non saturé, le coefficient de perméabilité est souvent exprimé soit en fonction de la saturation qui est liée à la succion, soit directement en fonction de la succion elle-même (Fredlund, 1993).

4.2. Mesure de la conductivité hydraulique non saturée

Il n'existe aucune propriété du sol, qui varie plus largement que la conductivité hydraulique en non saturé (Fredlund et al., 1994). Il a été démontré que la gamme étendue de cette propriété, et sa forte non linéarité représentent les obstacles majeurs dans l'analyse des problèmes d'écoulement, compte tenu du coût extrêmement élevé de son évaluation expérimentale.

Les méthodes de mesure au laboratoire de la conductivité hydraulique d'un sol non saturé sont peu nombreuses et présentent beaucoup de difficultés pour l'expérimentateur. On distingue deux méthodes de mesure:

- Méthode de mesure en régime permanent : la teneur en eau et la succion ne change pas avec le temps ;
- Méthode de mesure en régime transitoire : ces grandeurs varient en fonction du temps.

4.2.1. 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 perméabilité, 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).

4.2.2. 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 II.31) quand la pression est augmentée d'une certaine quantité.

L'appareil de Richards a été souvent adopté pour réaliser ce type d'essai (Figure II.31), cependant l'utilisation d'une cellule triaxiale type GDS s'avère plus satisfaisante du fait de la bonne précision sur les volumes entrant ou sortant de l'échantillon (Amraoui, 1996).

La procédure consiste à appliquer de faibles incréments de pression Δu de façon à provoquer soit un drainage ($\Delta u > 0$), soit une imbibition ($\Delta u < 0$). A 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 :

1. 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;
2. la diffusivité (et donc la conductivité) 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;
3. 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.

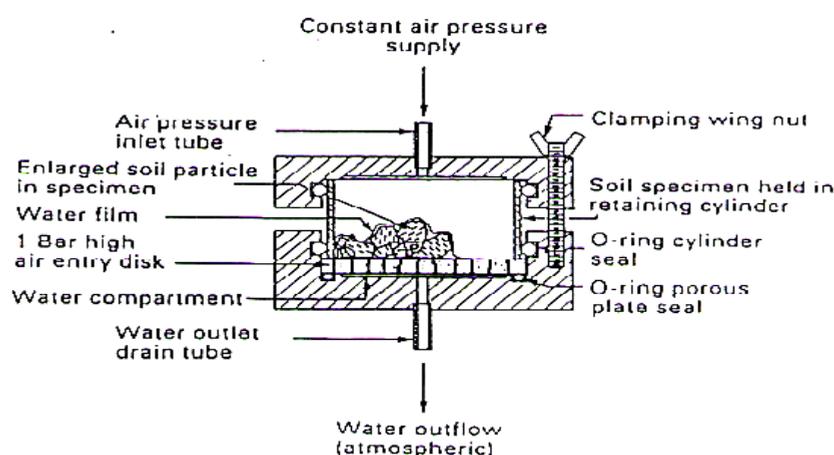


Figure II.31 : Appareil de Richard (Soil Moisture Equipment Corporation, 1985)

● Méthode osmotique

Cette méthode, développée au CERMES (Suraj De Silva, 1987; Delage et al., 1988), utilise un oedomètre à succion contrôlée (figure II.32) ou une cellule triaxiale à succion contrôlée 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.

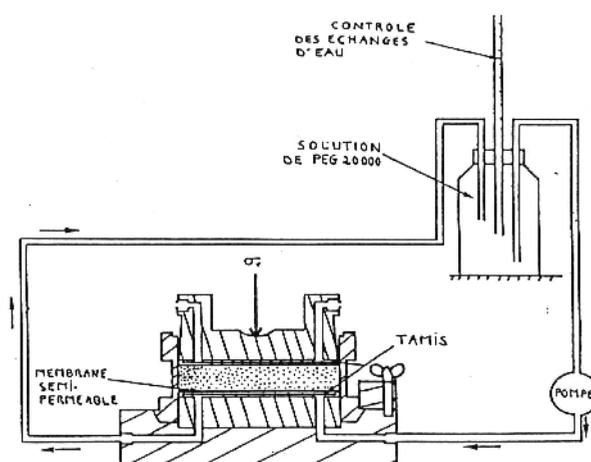


Figure II.32 : Oedomètre à succion contrôlée (Vicol, 1990)

D'après Amraoui (1996), la méthode d'analyse souvent utilisée pour cette méthode est celle de Gardner (1956). Un exemple de résultats obtenus par ce dispositif est montré sur la figure II.33 (Vicol, 1990).

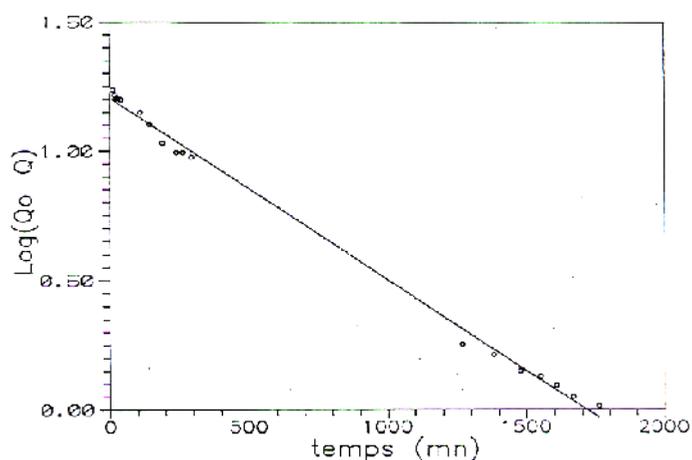


Figure II.33: Variation de $\text{Log} [Q_0 - Q(t)]$ en fonction du temps (Vicol, 1990)

● 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; Taibi et al., 2009b), ou psychrométrie (Daniel, 1983), soit par la combinaison des deux procédés (Daniel, 1983), soit par papier filtre (Ed Diney, 1993; Masrouri, 1996; Alimi et Bentoumi, 1996; Gaidi, 2002).

Un exemple d'un dispositif expérimental réalisé par Sayad-Gaidi (2003) est représenté sur la figure II.34.



Figure II.34 : Vue d'ensemble du dispositif expérimental (Sayad-Gaidi, 2003)

Le principe de cette méthode consiste à imposer une infiltration à une extrémité d'une colonne de sol et à mesurer la variation spatio- temporelle de la teneur en eau volumique θ (z , t) et de la succion ψ (z , t) (Taibi et al., 2009b).

L'évolution de la perméabilité $k(\theta)$ à un instant t et dans une section z est donnée par la relation :

$$k(\theta)|_{z,t} = - \frac{q(\theta)|_{z,t}}{\left(\frac{\partial \psi(\theta)}{\partial z} - 1 \right)|_{z,t}} \quad (\text{II.21})$$

$$\text{avec : } q(t)|_z = \frac{1}{\Delta t} \int_z^H (\theta(z, t + \Delta t) - \theta(z, t)) dz = \frac{\partial I(t)}{\partial t} \Big|_z \quad (\text{II.22})$$

Par ailleurs, dans le cas d'une infiltration horizontale selon l'axe OX, l'équation de Darcy généralisée s'écrit :

$$q = -k(\theta) \left(\frac{\partial \psi}{\partial x} \right) = -D(\theta) \left(\frac{\partial \theta}{\partial x} \right) \quad (\text{II.23})$$

Les relations $k(\theta)$ et $D(\theta)$ peuvent être obtenues à partir des mesures de flux et du gradient de teneur en eau :

$$D(\theta) = \frac{q(\theta)}{\frac{\partial \theta}{\partial x}} \quad \text{et} \quad k(\theta) = \frac{D(\theta)}{\frac{\partial \psi}{\partial \theta}} \quad (\text{II.24})$$

Ces relations sont valables en infiltration verticale lorsque l'effet de la gravité est négligeable (Sayad-Gaidi, 2003). Des expériences sur des colonnes de sols, peu perméables, de hauteur d'environ 230 mm ont montré que l'effet de la gravité était négligeable (Bentoumi, 1994).

Pour le calcul de $\left(\frac{\partial \psi}{\partial \theta} \right)$, la courbe de rétention $\psi(\theta)$ est issue de l'essai de drainage-humidification qui sera réalisée sur le même matériau. Gaidi (2002) a montré que les effets dynamiques étaient négligeables.

4.3. Modèles empiriques de la courbe de rétention et de la perméabilité non saturée

Plusieurs modèles empiriques ont été proposés pour décrire la variation de la perméabilité en fonction de la teneur en eau volumique ou de la pression interstitielle négative et les caractéristiques d'humidité des sols dans des échelles de pression interstitielle négative limitées. Il est difficile de décrire la courbe de rétention par une relation qui soit applicable pour une large gamme de succion car, pour de faibles succions, la géométrie des pores constitue le paramètre principal qui conditionne la quantité d'eau retenue, alors que pour de fortes succions, seuls interviennent les effets de l'adsorption de l'eau sur les grains du sol. L'utilisation de ces modèles permet d'obtenir la courbe complète à partir de quelques points expérimentaux, mais il demeure impossible, au stade actuel de la connaissance, d'affirmer

qu'une équation particulière est capable de donner la meilleure corrélation pour tous les types de sols. Dans le tableau II.5, on regroupe les modèles d'ajustement de la courbe caractéristique des sols proposés dans la littérature (Lamara, 2008).

Tableau II.5 : Modèles d'ajustement de la courbe caractéristique du sol

Auteur	Equations	Paramètres d'ajustement
Gardner (1958)	$\theta(\psi) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) / (1 + q\psi^n)$	q: Paramètre relié à la valeur d'entrée d'air n : Paramètre relié à la pente au point d'inflexion de la courbe
Brooks & Corey (1964)	$\theta(\psi) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) [a/\psi]^\lambda$	a : succion d'entrée d'air λ : indice de distribution de la taille des pores
van Genuchten (1980)	$\theta(\psi) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) / [1 + (a\psi)^n]^m$	a, n et m sont des paramètres du modèle.
Mackee & Bumb (1984) Mackee & Bumb (1987)	$\theta(\psi) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) e^{-(\psi-a)/b}$ $\theta(\psi) = \theta_{mk} + (\theta_s - \theta_{mk}) / [1 + e^{-(\psi-a)/b}]$	a et b: paramètres du modèle
Fredlund & Xing (1994)	$\theta(\psi) = \theta_s \cdot C(\psi) \left[1 / \ln \left(\exp(1) + (\psi/a_f)^{n_f} \right) \right]^{m_f}$ $C(\psi) = 1 - \frac{\ln(1 + \psi/h_r)}{\ln(1 + 10^6/h_r)}$	a, n et m sont des paramètres du modèle. h _r : la succion matricielle correspondant à la teneur en eau résiduelle.

θ : teneur en eau volumique ; θ_i : teneur en eau volumique initiale ; θ_s : teneur en eau volumique de saturation ; θ_r : teneur en eau volumique résiduelle ; ψ : pression interstitielle négative ($-u_w$) [kPa] ; ψ_a : pression d'entrée d'air ($-u_{wd}$) [kPa]

Il n'existe pas, jusqu'à aujourd'hui, de relation théorique générale, qui traduit les variations de la conductivité hydraulique en fonction de la succion ou de la teneur en eau du sol. Cependant, de nombreuses équations empiriques fondées sur des résultats expérimentaux, ainsi que des modèles basés sur des approches statistiques faisant usage de la conductivité hydraulique à l'état saturé et de la courbe caractéristique du sol, sont proposées dans la littérature (Lamara, 2008)

Dans le tableau II.6 on regroupe les équations pour l'estimation de la conductivité hydraulique en non saturé proposées dans la littérature.

Tableau II.6 : Modèles d'estimation de la conductivité hydraulique en non saturé

Référence	Equations
Gardner (corrélation) (1958)	$k(\psi) = \frac{k_s}{(a_{ga} \cdot \psi^{n_g} + 1)}$
Campbell (1973)	$k(\psi) = k_s \left[\frac{\theta(\psi) - \theta_r(\psi)}{\theta_{sat}(\psi) - \theta_r(\psi)} \right]^p$
Campbell Modifié (1996)	$k(\psi) = (k_s - k_{min}) \left[\frac{\theta(\psi) - \theta_r(\psi)}{\theta_{sat}(\psi) - \theta_r(\psi)} \right]^p - k_{min}$
Brooks & Corey (1966)	$k = k_{sat} \begin{cases} \left(\frac{\psi_b}{\psi} \right)^{2 + \left(\frac{5\lambda}{2} \right)} & (\psi > \psi_b) \\ 1 & (\psi \leq \psi_b) \end{cases}$
Leong & Rahardjo (1997)	$k(\psi) = k_s / \left[\left\{ \ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a_f} \right)^{n_f} \right] \right\}^{m_f} \right]^p$
Mualem (1976)	$k(\psi) = k_s \left[\left[w_r + (1 - w_r) \left(\frac{a_c}{\psi} \right)^{n_c} \right] - w_r \left[\frac{1}{1 - w_r} \right] \right]^{n_c + 2 + \frac{2}{a_c}}$
van Genuchten-Mualem (1980)	$k(\psi) = k_{sat} \cdot \frac{\left[1 - (\alpha\psi)^{n-1} \left[1 + (\alpha\psi)^n \right]^{-m} \right]^2}{\left[1 + (\alpha\psi)^n \right]^{\frac{m}{2}}}$
Fredlund et al. (1994)	$k_r(\psi) = \frac{\int_{\ln(\psi)}^b \frac{\theta(e^y) - \theta(\psi)}{e^y} \cdot \theta'(e^y) dy}{\int_{\ln \psi_a}^b \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^y} \cdot \theta'(e^y) dy}$

k_s : perméabilité saturée à $\theta = \theta_s$ [m/s]; Sr_{res} : degré de saturation correspondant à θ_r .

5. Résistance au cisaillement

Le comportement mécanique d'un sol est en grande partie contrôlé par sa résistance au cisaillement (*Shear Strength*). L'étude du comportement mécanique d'un sol, ou encore son comportement en contrainte-déformation permet en autres, de déterminer sa charge portante sous des sollicitations induites par une structure ou un ouvrage. L'analyse de la résistance au cisaillement d'un sol est nécessaire pour calculer la stabilité externe des ouvrages.

5.1 Généralités et définitions

La résistance d'un matériau est définie comme étant sa capacité de supporter des charges sans céder à la rupture (Gillot, 1987). Sous l'action des charges extérieures, le matériau développe une réaction interne, qui dépend de la nature de la charge appliquée.

Cependant pour le cas très particulier du sol, la résistance est généralement considérée en terme de résistance au cisaillement (Gillot, 1987), ceci parce que le phénomène de déformation et de rupture d'un sol dans le domaine plastique s'accompagne d'un réarrangement de sa texture (Vyalov, 1979). Les particules commencent à glisser les unes par rapport aux autres, en formant ainsi des défauts de texture, qu'on peut assimiler à des fissures, ce qui conduit enfin à une rupture totale du sol suivant un plan de cisaillement bien apparent.

5.2 Critère de rupture

Il existe plusieurs critères de rupture dont la plupart ne s'appliquent pas aux sols. Le critère de rupture le plus souvent appliqué aux sols s'appelle 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 ou le matériau se met en rupture. Cette courbe est appelée « courbe intrinsèque ».

L'expression de la courbe s'écrit habituellement :

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg}(\varphi) \quad (\text{II.25})$$

Où, C représente un paramètre de résistance appelé Cohésion, φ est l'angle de frottement interne, σ est la contrainte normale appliquée au plan de rupture et 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.

Ces deux paramètres dépendent de plusieurs facteurs et ont fait l'objet de nombreuses investigations qui ont permis d'apporter certaines modifications à l'équation de Mohr-Coulomb. Cependant la modification la plus importante résulte de l'introduction du concept de la contrainte effective de Terzaghi (1936) dans l'équation de la résistance de cisaillement :

$$\tau_f = C' + (\sigma - u_w)_f \operatorname{tg}(\varphi') \quad (\text{II.26})$$

Dans laquelle, C' et φ' représentent respectivement la cohésion effective et l'angle de frottement effectif interne et u_w la pression interstitielle à la rupture.

En mécanique des sols, le comportement des sols saturés est régi par la théorie de Terzaghi (1926, 1948), qui divise la contrainte totale appliquée au sol, en une contrainte effective,

relative au squelette solide et une pression interstitielle du fluide présent entre les particules solides du sol.

$$\sigma = \sigma' + u \quad \tau = \tau' \quad (\text{II.27})$$

On peut aussi définir la résistance au cisaillement, en terme de contrainte totale (C , ϕ) et en terme de contrainte effective (C' , ϕ'). Ces deux formes de résistances représentent respectivement la résistance au cisaillement à court terme et la résistance au cisaillement à long terme :

$$\tau = C + \sigma \operatorname{tg}(\phi) \quad \tau' = C' + \sigma' \operatorname{tg}(\phi') \quad (\text{II.28})$$

Le comportement mécanique du sol, tant en ce qui concerne les déformations que la résistance au cisaillement, est liée d'après Terzaghi aux variations des contraintes effectives et non pas à celle des contraintes totales.

Au cours du cisaillement, pour le cas des sols pulvérulents (sable), à forte perméabilité, l'écoulement plus ou moins rapide de l'eau favorise la dissipation totale des pressions interstitielles, et tous les efforts sont repris par le squelette solide, qui est caractérisé par ses paramètres de résistances effectives C' et ϕ' . Par contre, pour le cas des sols cohérents (argileux) qui possèdent une faible perméabilité, les pressions interstitielles apparaissent en cours du cisaillement. Cette apparition dépend des contraintes dans lesquelles le cisaillement se produit, c'est-à-dire, de la manière dont le drainage du sol est assuré et du temps pendant lequel la consolidation peut se produire. La détermination de C' et ϕ' expérimentalement, nécessite alors la connaissance de la valeur de la pression interstitielle.

5.3 Comportement sur chemins triaxiaux saturés des sols compactés

L'essai triaxial de révolution standard est largement utilisé en mécanique des sols pour déterminer les caractéristiques mécaniques d'un matériau, aussi bien pour des applications géotechniques que pour caler des modèles rhéologiques. Cet essai reste depuis plusieurs décennies, l'essai de laboratoire le plus élaboré. Il permet de connaître, à tout instant, l'état des contraintes appliquées à l'échantillon y compris la variation de volume ou la pression interstitielle.

Les essais triaxiaux peuvent être réalisés à différentes pressions de confinement et dans différentes conditions de drainage. De ce fait, il n'existe pas une réponse mécanique à un essai triaxial mais une multitude de réponses selon que l'argile est sous consolidée, normalement consolidée ou surconsolidée, selon que l'échantillon est consolidé ou non après l'application du confinement et selon que l'essai est drainé ou non au cours du cisaillement. On distingue habituellement les essais suivants :

- UU : échantillon non consolidé et essai non drainé,
- CU : échantillon consolidé et essai non drainé,
- CD : échantillon consolidé et essai drainé.

La Figure II.35 montre le changement de comportement qui est observé dans le plan de Mohr lorsque l'on passe du domaine surconsolidé au domaine normalement consolidé (Magnan, 1998) :

❖ Si les cercles de Mohr utilisés pour tracer la courbe intrinsèque correspondent à des éprouvettes chargées dans le domaine surconsolidé, on obtient une droite de Mohr-Coulomb de paramètres $C'_{OC} > 0$ et ϕ'_{OC} ;

❖ Si les éprouvettes sont chargées dans le domaine normalement consolidé, on obtient une droite de Mohr-Coulomb passant par l'origine et de paramètres $C'_{NC}=0$ et ϕ'_{NC} .

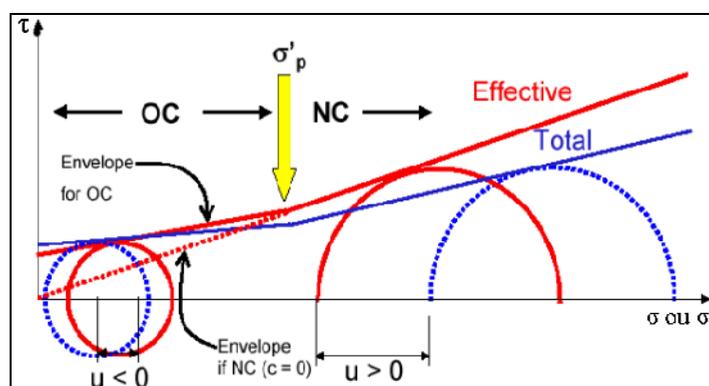


Figure II.35 : Critère de rupture dans les domaines normalement consolidé et surconsolidé.

La représentation du comportement sur des chemins de contraintes est exprimée dans plusieurs plans selon les paramètres dont on souhaite suivre l'évolution. Les principaux plans sont :

$$q(\epsilon_1), q(p'), e(p), e(\log p'), v(\epsilon_1), \epsilon_1 / \epsilon_3(\epsilon_1)$$

La figure II.36 présente les résultats obtenus par Zervoyannis (1982) sur l'argile noire. Ces essais ont été réalisés sur des échantillons antifrettés ayant un élanement de 2.

Pour des OCR supérieurs à 2 et pour une contrainte de confinement donnée, la courbe contrainte-déformation présente un pic correspondant à la valeur maximale du déviateur, cette valeur est d'autant plus importante que le rapport de surconsolidation (OCR) augmente. Parallèlement, dans le plan $e(\epsilon_1)$, après une phase de densification : *contractance*, on observe une augmentation de l'indice des vides : *dilatance*, avec la déformation axiale. Cette dilatance, est plus importante pour les OCR plus grands.

Le comportement volumique du matériau OC (surconsolidé) est illustré sur les plans $e(\epsilon_1)$, $e(p')$ et $e(\log p')$. Sur ces deux derniers plans, les points initiaux des différents essais "triaxiaux" de compression doivent être situés sur le chemin de déchargement isotrope de pente C_S à partir de la contrainte p'_{ic} ce qui est correctement vérifié pour les essais de Zervoyannis (Saïm, 1997).

L'évolution de l'indice des vides de chaque essai suit d'abord la courbe de décompression isotrope C_S , ce qui se traduit par une faible densification voisine de celle due au coefficient de poisson ($\nu \approx 1/4$), puis les échantillons augmentent de volume.

Dans le plan $e(\log p')$, les points finaux de ces essais surconsolidés doivent se trouver théoriquement sur la même droite d'état critique de plasticité parfaite que les chemins normalement consolidés. En fait, en l'absence de précautions particulières, la dilatance conduit souvent à des localisations de grandes déformations qui arrêtent la dilatance en $e(\epsilon_1)$ et $v(\epsilon_1)$ et la diminution du déviateur de contrainte $q(\epsilon_1)$ bien visuelle également en $e(\epsilon_1)$.

Cette situation est clairement mise en évidence, dans le plan $e(\log p')$ pour des OCR > 2, car les points finaux de ces essais se situent sur une ligne qui n'est pas parallèle à celle représentant le chemin isotrope NC. Cette ligne, plus basse et de pente plus faible que celle de plasticité parfaite, correspond donc à une ligne de discontinuité cinématique et ne peut être retenue comme représentative de l'indice des vides de plasticité parfaite.

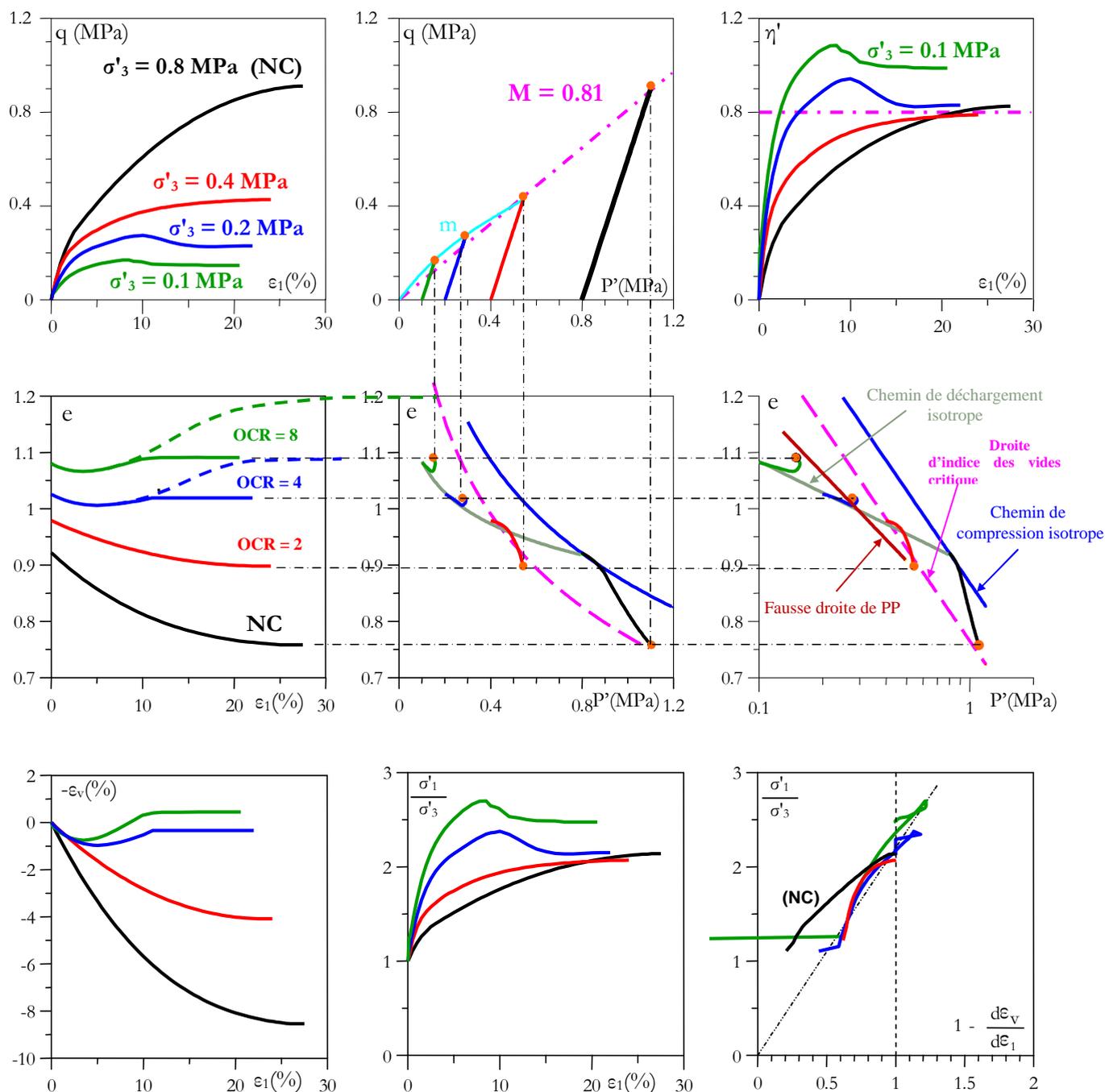


Figure II.36 : Représentation du comportement surconsolidé de l'argile noire (Zervoyannis, 1982)

Li (2000) a réalisé des essais triaxiaux CU sur l'argile de Kruijbeke normalement consolidée NC (figure II 37) et surconsolidée (figure II 38). On observe sur la courbe II 37 (a) que le déviateur des contraintes q croît depuis 0 jusqu'à atteindre un pic (pour une déformation comprise entre 5 et 10 %) puis, il décroît, en général vers un palier qui n'est toutefois pas évident sur ces courbes. La rupture de l'échantillon correspond au pic, au delà duquel la résistance résiduelle au cisaillement du matériau est mobilisée. Durant l'essai, la pression interstitielle (courbe II 37 (b)) augmente, ce qui est caractéristique d'un matériau contractant: le volume des vides diminuant et l'eau ne pouvant s'évacuer, elle monte en pression. Remarquons que celle-ci se stabilise à partir du moment où le pic de déviateur est atteint. Cela correspond à un état critique pour lequel il n'y a plus de variation de volume de l'échantillon.

Dans le plan $q(p')$, on observe un chemin de contraintes qui s'écarte logiquement du chemin drainé (tracé en pointillés) puisque l'essai est non drainé. Puis, on retrouve le pic du déviateur correspondant à la rupture. Au delà du pic, pour les essais tels que la pression u est constante, q et p' décroissent selon une droite de pente 3 correspondant à la pente du chemin drainé. Ce plan permet de définir le critère de rupture, appelé généralement CSL (*Critical State Line*) et entièrement défini par la pente et l'ordonnée à l'origine.

Selon le type d'essai et l'état de l'argile, on observe ou non un pic dans l'évolution du déviateur de contraintes et, dans le plan $q(p')$, le chemin de contraintes peut suivre une droite de pente 3 (chemin drainé) ou s'écarter de cette droite (essai non drainé). En général, pour un essai non drainé sur un sol contractant, le chemin se situe à gauche du chemin drainé (figure 38 (c)) tandis que pour un sol dilatant, le chemin des contraintes finit à droite du chemin drainé. L'évolution en début d'essai dépend des sols car, classiquement, un sol dilatant connaît souvent une phase contractante avant de dilater (figure II 38).

Pour les essais CID, on suit la réponse du matériau en "contraintes-déformations" axiales et en variations de volume. Pour les essais CIU, on s'intéresse à l'évolution du déviateur de contrainte (q) et de la pression interstitielle (u) avec la déformation axiale (ϵ_1). Dans tous les cas, on devrait atteindre la droite d'indice des vides critique dans le plan $e(\log p')$ parallèle aux droites de compression œdométrique et isotrope.

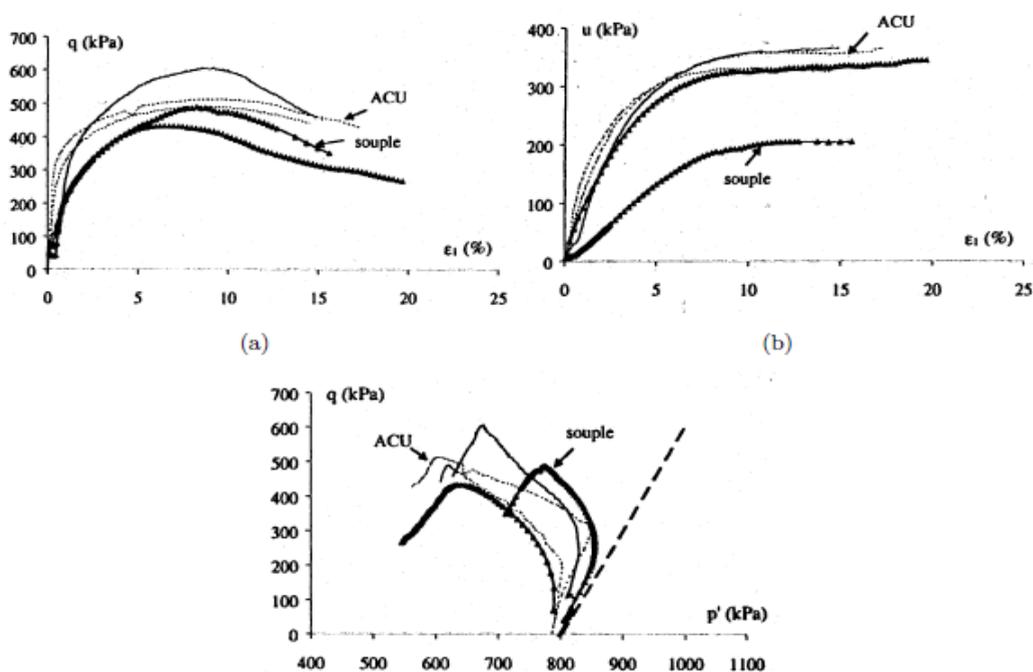


Figure II.37 : Essais triaxiaux CU réalisés sur de l'argile de Kruikebeke d'après Li (2000) ($\sigma_3 = 800$ kPa, argile normalement consolidée).

(a) Evolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale.

(b) Evolution de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale.

(c) Evolution du déviateur de contrainte en fonction de la pression moyenne p . Le chemin drainé est tracé en pointillés. Les courbes correspondent à différents essais faits dans les mêmes conditions sur le même matériau mais dans différents laboratoires.

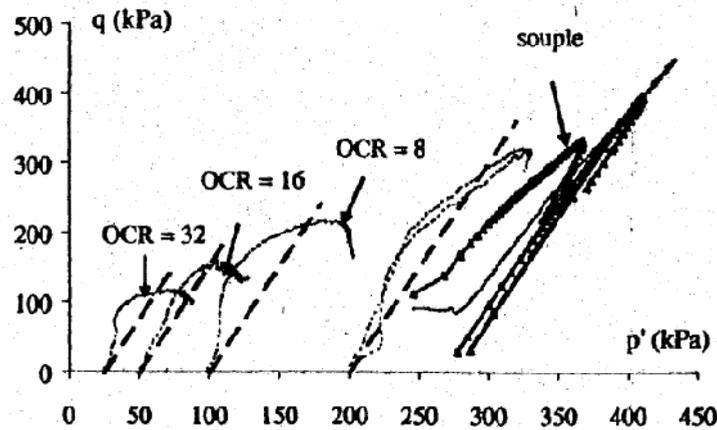


Figure II.38 ; Essais triaxiaux CU réalisés sur de l'argile de Kruibeke d'après Li (2000) ($\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$, argile surconsolidée à différents taux de surconsolidation OCR). Evolution du déviateur de contrainte en fonction de la pression moyenne p' . Le chemin drainé est tracé en pointillés.

Goual, (2010), a réalisé des essais triaxiaux saturés CD et CU avec mesure de la pression interstitielle sur des échantillons (80% tuf et 20 % sable calcaire) peu plastique ($w_L = 34$, $I_p = 11$) compactés à l'OPM fortement surconsolidé ($OCR > 2$). Les résultats des essais sont présentés dans la figure II.39.

Dans le plan $[\sigma_1, q]$, il constate l'absence de pic de contraintes. Les courbes contrainte-déformation présentent un accroissement de la valeur maximale du déviateur en fonction de la déformation axiale, ce comportement correspond au mode de rupture des éprouvettes par poinçonnement (voir photos, figure II.40).

Dans le plan $[\log p', e]$ L'évolution de l'indice des vides de chaque essai suit d'abord la courbe de décompression isotrope C_s , dans sa phase de contractance, puis quitte celle-ci pour suivre une phase de dilatance qui l'oriente vers la droite d'état critique déduite des corrélation (Biarez et Hicher 1994).

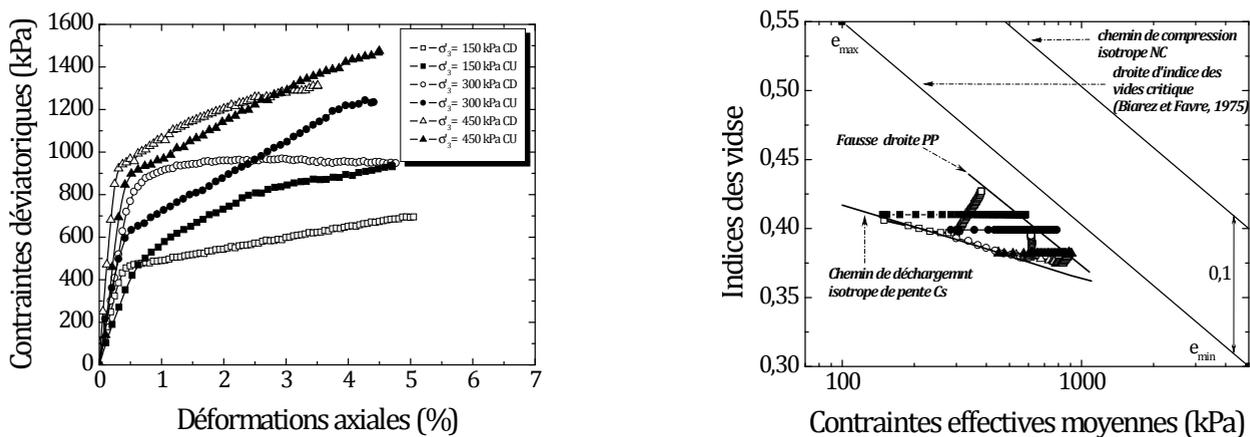


Figure II.39 : Comparaison du comportement drainé et non drainé du mélange (80% tuf et 20 % sable calcaire) compacté à l'OPM (Goual,2010)



Figure II.40. état des échantillons après cisaillement drainé et non drainé ((80% tuf et 20 % sable calcaire) compacté à l'OPM (Goual,2010)

5.4. Paramètres de résistance au cisaillement pour les sols non saturés

5.4.1. Généralités

Dans cette partie, on présente en premier lieu, l'équation générale de la résistance au cisaillement des sols non saturés. Ce qui permet de voir le changement qui se produit lorsque les sols passent d'un état saturé à un état non saturé. Puis, des résultats obtenus à partir des essais expérimentaux sont exposés, tout en mettant en évidence l'effet des paramètres sur le comportement mécanique (la succion, degré de saturation).

La résistance au cisaillement est liée à l'état de contrainte dans le sol. Pour un sol saturé, le comportement mécanique du sol peut être décrit, d'une manière satisfaisante, à l'aide de principe de contraintes effectives et le critère de Mohr-Coulomb. Au début des années soixante, des tentatives ont été faites pour décrire le comportement mécanique des sols partiellement saturés à l'aide d'une équation unique de contraintes, similaire à l'équation de contraintes effectives, par exemple l'équation de Bishop et Aitchison (1960) donnée par la formule suivante :

$$\sigma' = \sigma - u_a + (u_a - u_w) \quad (II.29)$$

Les travaux de Lambe (1960) puis Aitchison (1961) montrent que le paramètre dépend d'un grand nombre de facteurs comme la succion, le degré de saturation et le chemin de contrainte. Les difficultés rencontrées par différents auteurs dans la définition d'une seule équation en termes de contrainte effective pour les sols non saturés ont fini par accepter l'idée de deux champs de contraintes effectives comme un cadre de travail pour expliquer le comportement des sols non saturés. Qui sont connus par la suite comme les variables d'état de contrainte à savoir la contrainte nette ($\sigma - u_a$) et la succion ($u_a - u_w$).

5.4.2. Equation de la résistance au cisaillement pour les sols non saturés

Des recherches sur les sols non saturés ont été réalisées à l'université de Saskatchewan Canada. Fredlund et Morgenstern (1993) suggèrent l'utilisation de ($\sigma - u_a$) et ($u_a - u_w$) comme variables d'état indépendants pour les contraintes. La contrainte de cisaillement pour les sols non saturés est donnée par l'équation suivante:

$$\tau_f = C' + (\sigma - u_a)_f \operatorname{tg} \alpha' + (u_a - u_w)_f \operatorname{tg} \alpha^b \quad (II.30)$$

Avec :

C' : cohésion effective ; $(\sigma_f - u_a)_f$: contrainte normale nette à la rupture ; $(u_a - u_w)_f$: succion matricielle à la rupture ; α' : angle de frottement interne associée à $(\sigma_f - u_a)_f$; α^b : angle relative à la contrainte de cisaillement et la succion matricielle $(u_a - u_w)_f$.

En posant $C'' = C' + (u_a - u_w)_f \operatorname{tg} \alpha^b$, l'équation devient [30] :

$$\tau_f = C' + (\sigma - u_a)_f \operatorname{tg} \phi' \quad (II.31)$$

Cette équation présente une extension de l'équation utilisée pour les sols saturés. A la saturation, le volume de l'eau occupe le volume des vides, et par conséquent, la pression de l'eau sera égale à la pression de l'air ($u_a = u_w$), d'où, le troisième terme de l'équation (30) disparaît (suction matricielle s'annule) et on obtiendra l'équation générale pour les sols saturés (Fredlund et Morgenstem, 1993).

5.4.3. Enveloppe de rupture étendue de Mohr-Coulomb.

L'enveloppe de rupture pour les sols saturés est obtenue de manière à amener plusieurs échantillons à la rupture et de tracer les cercles de Mohr pour chaque échantillon, la courbe intrinsèque représente la tangente à ces cercles. La représentation graphique est bidimensionnelle.

Dans le cas des sols non saturés, la représentation est tridimensionnelle comme illustré dans la figure II.41. La contrainte de cisaillement comme ordonnée et les deux variables d'état de contrainte ($\sigma - u_a$) et $(u_a - u_w)$ comme abscisses.

Le plan frontal représente le cas particulier d'état saturés où la suction matricielle est nulle. Le plan tangent au cercle de Mohr à la rupture s'appelle « enveloppe de Mohr-Coulomb étendu à la rupture ». Cette enveloppe peut être plane ou curviligne, la théorie présentée dans cette partie suppose que l'enveloppe est plane.

L'intersection de l'enveloppe de rupture avec l'axe des contraintes de cisaillement donne la cohésion C' .

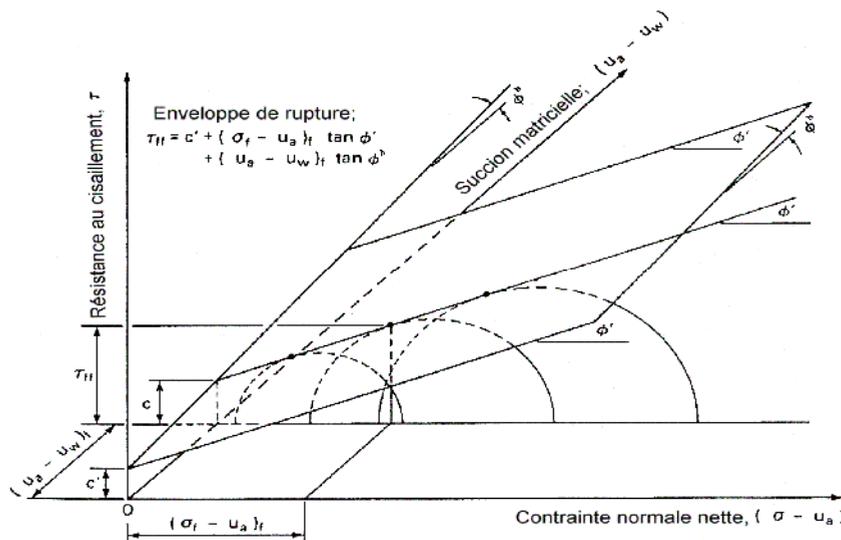


Figure II.41 : Représentation de la surface de rupture selon l'équation (30)

La résistance au cisaillement est proportionnelle aux variables d'états de contrainte, sa variation avec la contrainte normale nette est caractérisée par l'angle de frottement ϕ' , cependant, sa variation avec la suction est représentée par un nouvel angle noté par ϕ^b .

Avec : $\phi^b = \arctg (s / s_0)$; $s = u_a - u_w$ (suction).

La valeur de ϕ^b est inférieure ou égale à la valeur de ϕ' comme l'indique la figure II.42 (Fredlund et Rahardjo, 1993).

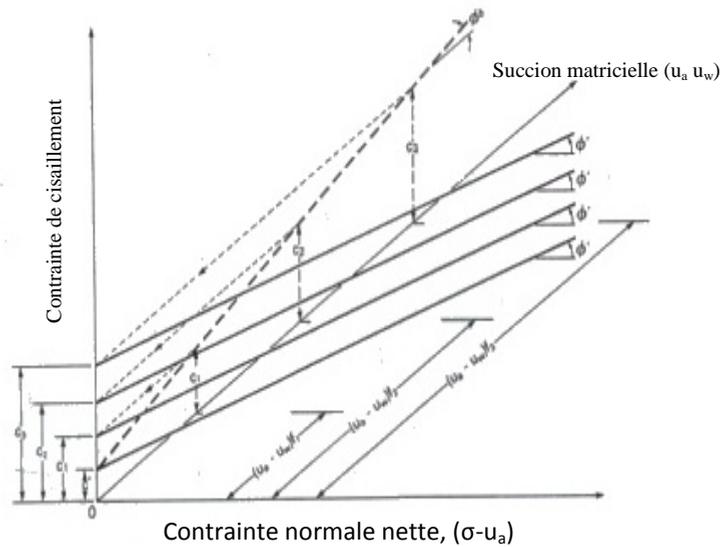


Figure II.42 : Projection horizontale de l'enveloppe de rupture étendue

5.5. Effet des différents facteurs sur les paramètres mécaniques

5.5.1. Effet du degré de saturation et de la succion

Blight (1966) reporte les résultats de plusieurs essais consolidés drainés réalisés sur des échantillons de sol non saturés. Pour chaque échantillon, l'essai de cisaillement est réalisé à succion constante. Deux pressions de confinement sont considérées [$(\sigma_3 - u_a) = 13,8 \text{ kPa}$ et $27,6 \text{ kPa}$]. Ces résultats montrent que la résistance au cisaillement augmente avec la succion matricielle ($u_a - u_w$) et aussi avec la pression de confinement nette ($\sigma_3 - u_a$).

Une série d'essais de cisaillement direct consolidés drainés sur l'argile grise de Madrid ont été reportés par Escario (1980). Les tests sont conduits sous succion matricielle contrôlée à l'aide de la technique de translation d'axe. Les résultats de ces essais sont présentés sur la figure (II.43). L'enveloppe de rupture est linéaire et présente en général une translation parallèle vers le haut, indiquant que la résistance au cisaillement augmente avec la succion matricielle.

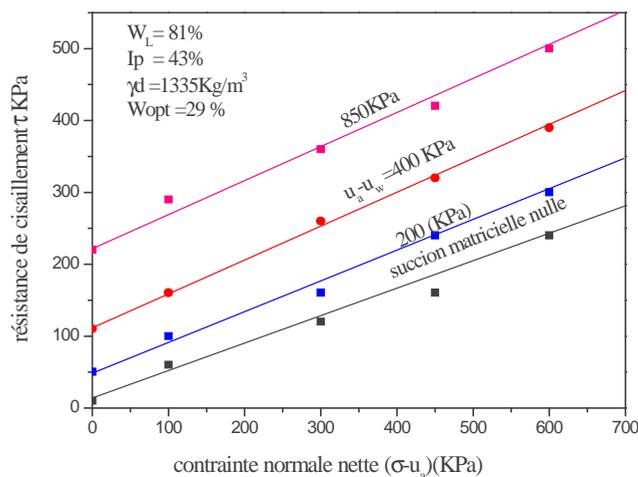


Figure II.43 : Résultats d'essais de cisaillement direct consolidé drainé (argile de Madrid) (D'après Escario, 1980)

Wiebe et al., (1998) montrent l'influence de la saturation sur la réponse mécanique d'un mélange bentonite sable 50 : 50. Des résultats des essais triaxiaux non drainés qu'ils ont réalisés, il apparaît que pour deux situations différentes en termes de pression de confinement et de température, la résistance au cisaillement mobilisée est d'autant plus élevée que la saturation est faible. Or, la baisse de saturation s'accompagne d'une augmentation de la succion totale. Les effets de la saturation sur la réponse mécanique s'estompent à partir de $S_r = 0.85$ (Buzzi, 2004).

Delage et Fry (2000) constatent à partir des essais triaxiaux non saturés que l'accroissement de la succion engendre une augmentation de la résistance mécanique du sol, qui se fait toujours par augmentation de la cohésion à partir de valeurs proches de zéro. Cette augmentation peut s'interpréter comme le renforcement de liens de cimentation entre les particules ou les agrégats de particules. Dans les sols fins, ce lien interagrégats est constitué d'argile hydratée qui colle les agrégats entre eux, est dont la force augmente avec la cohésion. En revanche, l'angle de frottement peut croître ou décroître légèrement.

Blatz et al., (2002) mesurent des valeurs de succion bien plus importantes (jusqu'à 120 MPa) et observent la même modification de réponse mécanique de l'argile lorsque la succion évolue: le matériau semble plus résistant. De plus, ils observent des faciès de rupture différents selon que la succion est élevée ou non. Dans le cas d'une succion élevée, la rupture de l'échantillon est fragile, tandis qu'à faible succion elle est ductile (figure II.44).



fragile



ductile

Figure II.44 : rupture de l'échantillon en fonction de la succion
(Blatz et al 2002)

Rahardjo et al., (2009) ont réalisé des essais triaxiaux CD saturés et non saturés à succion contrôlée. L'appareil triaxial utilisé est représenté sur la figure II.45. Les résultats des essais sont présentés sur la figure II.46. Ils constatent une légère variation de l'angle de frottement ϕ' (33° - 34°) dans la gamme des succions utilisées (0-200 kPa), exception faite pour une

succion de 50 kPa ou l'angle de frottement est de 30°. Tandis que pour la cohésion (q_0), ils constatent une augmentation de cette dernière avec la succion. Elle passe de 14 à 48 kPa.

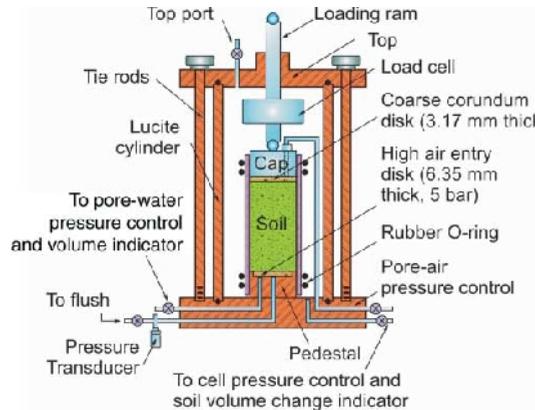


Figure II.45: Appareil triaxial modifié (Fredlund et Rahardjo,1993)

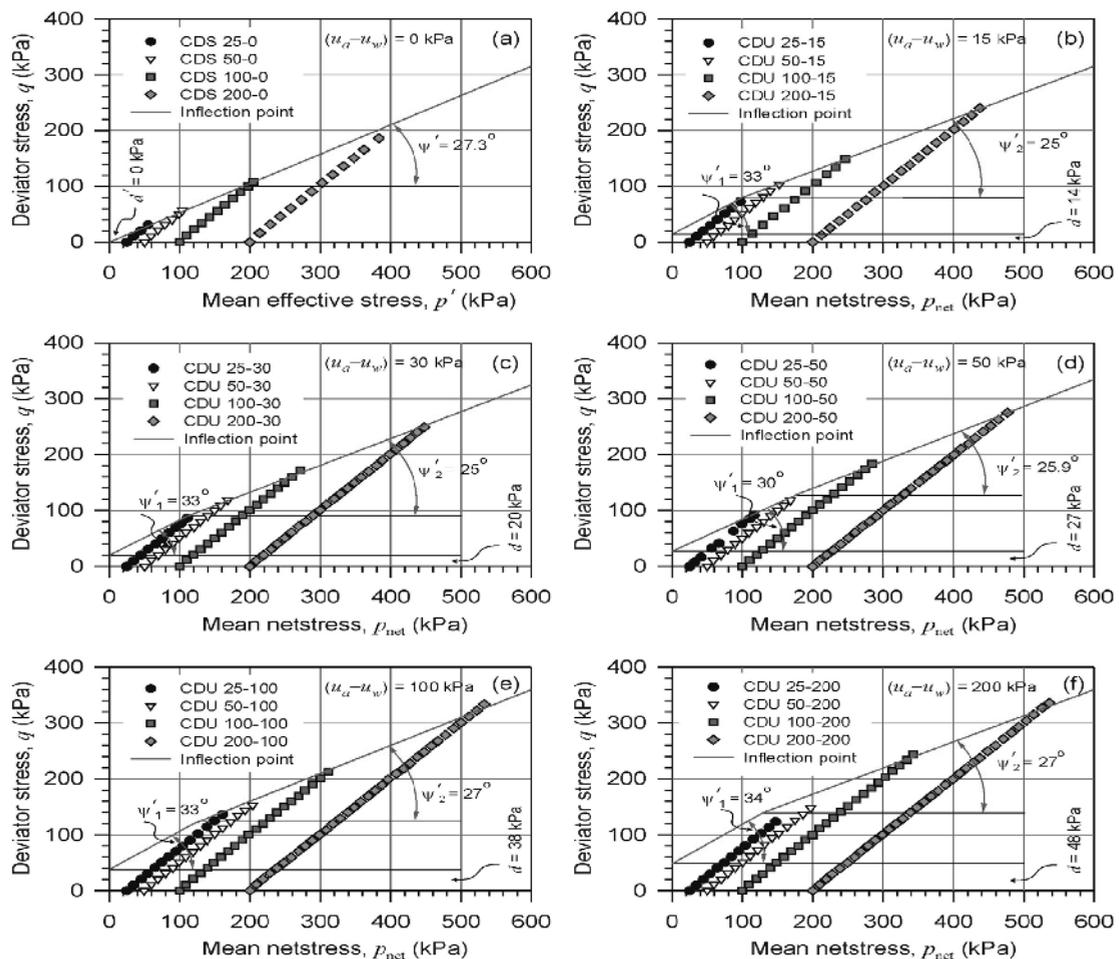
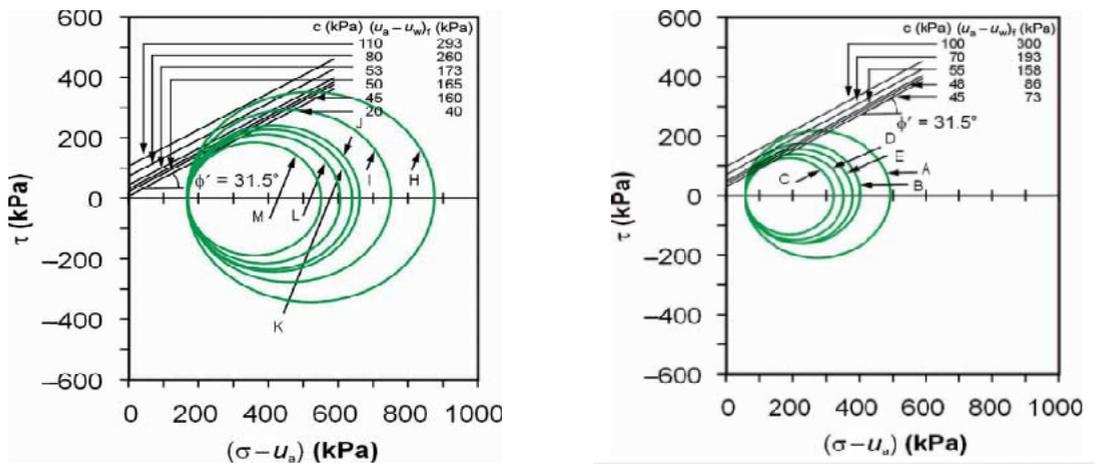


Figure II.46 : chemins de contraintes des essais triaxiaux CD non saturés (Rahardjo et al., 2009).

Les mêmes constatations ont été obtenues sur des essais triaxiaux à teneur en eau constante à différentes contraintes de confinement par Rahardjo et al., (2004). Les résultats sont présentés dans le plan (τ et $\sigma - u_a$), figure II.47. Elles montrent que la cohésion augmente avec la succion.



Contrainte de confinement = 250KPa

Contrainte de confinement = 50KPa

Figure II.47: essais triaxiaux à teneur en eau constante CW (Rahardjo et al 2004)

D'une façon générale, de nombreux auteurs ont remarqué expérimentalement que le matériau est fortement modifié par les variations de succion:

- La résistance mécanique augmente (Favaretti, 1995; Wiebe et al., 1998; Melindal et al., 2004);
- le matériau se raidit (i.e : le module augmente, Blatz et al., 2002);
- l'angle de frottement et la cohésion sont modifiés (Al Shayea, 2001);
- le matériau peut passer de ductile à fragile (Blatz et al., 2002; Rahardjo et al., 2004; Rahardjo et al., 2009).

5.5.2. Effet du mélange bentonite-sable

Santucci de Magistris et al., (1998) ont constaté que l'augmentation de la fraction de bentonite conduit à une diminution de la contrainte déviatorique (figure II.48). Al Shayea (2001), dans son étude sur la teneur en bentonite et la teneur en eau, confirme les observations de (Santucci de Magistris et al., 1998) pour de plus fortes teneurs massiques en bentonite bien que la variation ne soit pas monotone (figure II.49). Ces observations rejoignent également celles de Kenney (1992) qui considère que le sable confère une certaine résistance mécanique au mélange.

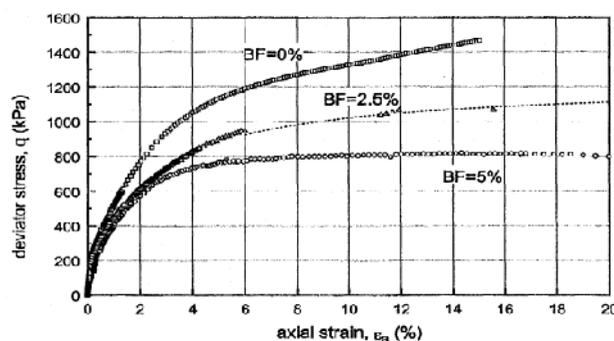


Figure II.48 : Evolution de q en fonction de ϵ_1 pour différents mélanges au cours d'essais triaxiaux non drainés (Santucci de Magistris et al., 1998)

BF : fraction de bentonite

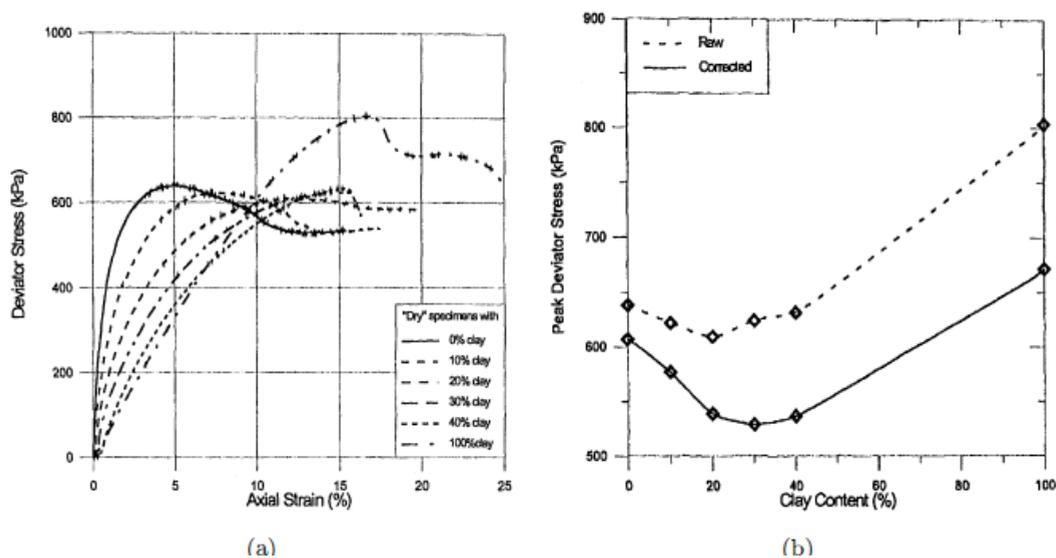


Figure. II.49 : Résultats d'essais triaxiaux sur des mélanges bentonite- sable
Al Shayea (2001).

(a) Evolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale pour une pression de confinement de 140 kPa.

(b) Evolution du pic de déviateur des contraintes en fonction de la teneur en bentonite.

Al Shayea 2001 présente l'évolution de la cohésion d'un mélange bentonite sable en fonction de la teneur en eau (figure II.50). On y voit une évolution semblable aux courbes de compactage Proctor. Al Shayea explique la décroissance de la cohésion au delà de 15% de teneur en eau par la diminution d'intensité des phénomènes à la base de la cohésion (forces interparticulaires, succion capillaire, etc). Il ne donne malheureusement pas de valeurs de succion correspondant aux différents degrés de saturation.

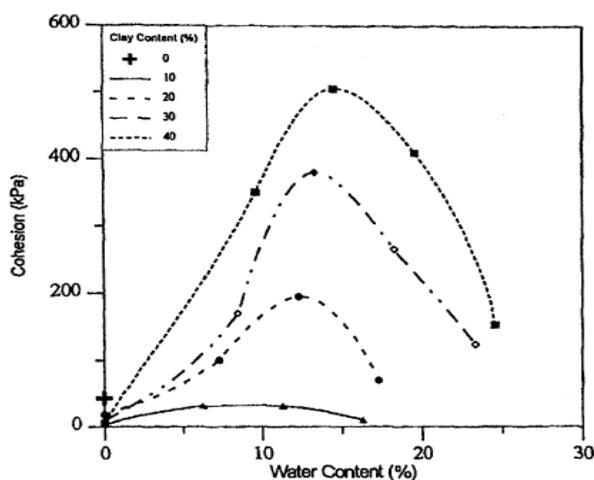


Figure II.50 : Effet combiné de la teneur en eau et du pourcentage de bentonite sur la cohésion du mélange d'après Al Shayea (2001)

6. Conclusion

Dans la première partie de ce chapitre, 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 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.

Dans la deuxième partie, nous avons procédé à une étude paramétrique des facteurs influant sur la perméabilité des sols en les subdivisant en trois grandes familles : les facteurs liés à la nature et à la fabrication des échantillons, les paramètres liés aux conditions des essais de perméabilité au laboratoire et ceux liés à l'environnement. Il est apparu qu'il était difficile de mettre en évidence l'influence propre de chacun de ces paramètres sur la perméabilité en raison de leur interdépendance.

Les méthodes de mesure au laboratoire de la perméabilité saturée ont été exposées. Elles se regroupent en deux familles : méthodes de mesure en régime permanent et en régime non permanent.

La méthode du choc impulsif semble la mieux adaptée pour la mesure des faibles et très faibles perméabilités. Son avantage principal est sa rapidité : la caractérisation de très faibles perméabilités peut être obtenue en quelques minutes ou quelques heures.

Pour la perméabilité non saturée, les méthodes de mesure présentées se regroupent en deux familles : méthodes de mesure en régime permanent et en régime non permanent. Des modèles d'ajustement de la courbe caractéristique et de la perméabilité en non saturé des sols ont été indiqués.

Dans la dernière partie, le comportement sur chemins triaxiaux saturés des sols compactés en conditions drainées et non drainées peut être présenté sur plusieurs plans pour en déduire les facteurs principaux qui peuvent influencer le comportement mécanique de ces sols (en termes de résistance et de déformabilité). L'enveloppe de résistance en contraintes effectives pour les sols compactés surconsolidés est la même pour les essais drainés et non-drainés. Cette enveloppe est similaire à celle des sols normalement consolidés pour des rapports de surconsolidation relativement faibles.

Pour les sols non saturés, les résultats des essais triaxiaux à succion contrôlée et à teneur en eau constante ont été exposés. En général, le comportement du matériau est fortement modifié par les variations de la succion (la résistance mécanique, l'angle de frottement, la cohésion, etc.).

Chapitre III :

Caractérisation des sols étudiés

1. Introduction

Les couches étanches à base de sols compactés sont utilisées pour isoler les contaminants et les matériaux contaminés de l'environnement extérieur et empêcher par le fait même la contamination des sols, des eaux souterraines et de l'air. Une des solutions actuelles est de les contenir dans des lieux spécifiques ceinturés d'une couche étanche protectrice. D'après les recommandations de la communauté Européenne, le coefficient de perméabilité saturée doit être inférieur à 10^{-9} m/s pour les fonds des installations de déchets ménagers et spéciaux (Van Impe et Bouazza, 1996). Ces recommandations sont conformes à celles préconisées par le ministère de l'aménagement du territoire, de l'environnement et du tourisme Algérien (Guide des techniciens communaux pour la gestion des déchets ménagers et assimilés, 2009).

Une solution technologique consiste à utiliser un mélange sable-bentonite. Les différents pourcentages de bentonite additionné au sable varient selon le type de bentonite, calcique ou sodique (Daniel 1984; Harrop-Williams, 1985; Holtz, 1985; Haug et al., 1988; Chapuis, 1990; Parker et al., 1993; Kuroda et al., 1993; Thériault, 2000; Goran et al., 2002; Kouloughli, 2007).

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

2. Définitions des matériaux utilisés

2.1. Bentonite

2.1.1. Définition

La bentonite est classée comme roche argileuse, sa teinte dépend des composés minéraux et impuretés (matières organiques et oxydes de métaux) qui lui sont étroitement associés. Elle est blanche, grise ou légèrement jaune. Sa plasticité est une propriété fondamentale, elle lui permet d'être utilisée dans les boues de forage (d'où son nom commercial : bentonite de forage) ou dans le domaine du génie civil (barrage en terre, barrière étanche..). Son pouvoir

gonflant est considérable, il varie de trois à trente fois son volume initial (Wolfe et al., 1985). Les bentonites sont des échangeurs de cations. Leurs capacités d'échange sont de l'ordre de 0.6 à 1.3 milliéquivalent par gramme.

La bentonite est utilisée dans l'industrie du papier, des produits cosmétiques et pharmaceutiques pour certaines préparations (smecta, bedelix), en travaux publics dans l'aménagement des barrages et comme barrière d'étanchéité dans les décharges (centre d'enfouissement technique) (Garcia et Parigot, 1968).

2.1.2. Origine de la bentonite utilisée

En Algérie, les gisements de bentonite les plus importants économiquement se trouvent dans l'Oranie (ouest de l'Algérie). On relève en particulier la carrière de Maghnia (Hammam Bouhrara (Tlemcen)) dont les réserves sont estimées à un million de tonnes et celle de Mostaganem avec des réserves de deux millions de tonnes (Bental, 2002).

La bentonite utilisée au cours de notre travail, est une argile naturelle (bentonite de Maghnia), extraite du gisement de Hammam Bouhrara situé à 600 km à l'ouest de la capitale (Figure III.1). Elle nous a été fournie non traitée à l'état finement broyé par la société (ENOF) conditionnée dans des sacs de 50 kg (Figure III.2).

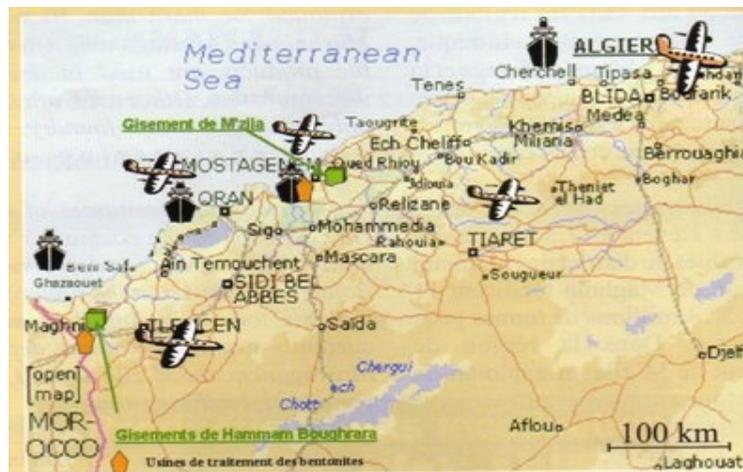


Figure III.1: Localisation des gisements de bentonite et de sable de dune



Figure III.2 : bentonite de Maghnia

2.2. Sable de dune

La région de Laghouat est considérée comme une région saharienne située à 400 km au sud de la capitale (Figure III.1). La zone de provenance du sable de dune est située dans les environs de la ville de Laghouat (Oasis nord).

3. Caractérisation des matériaux utilisés

Le programme expérimental consiste à effectuer une série d'essais pour déterminer les paramètres qui permettent l'identification des matériaux utilisés.

3.1. Bentonite de Maghnia

3.1.1. Analyses minéralogiques

Le diffractomètre aux rayons X à 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. L'appareil utilisé est un diffractomètre X'PERT PRO couplé à un système informatique, permettant l'exploitation et le tracé des résultats acquis (figure III.3).



Figure III.3 : Diffractomètre X'PERT PRO

Sur le diffractogramme de l'échantillon de bentonite, le spectre révèle la présence du quartz, de calcite, des traces de kaolinite et d'illite (figure III.4). Le minéral argileux prédominant étant la montmorillonite, l'échantillon considéré est bien une bentonite.

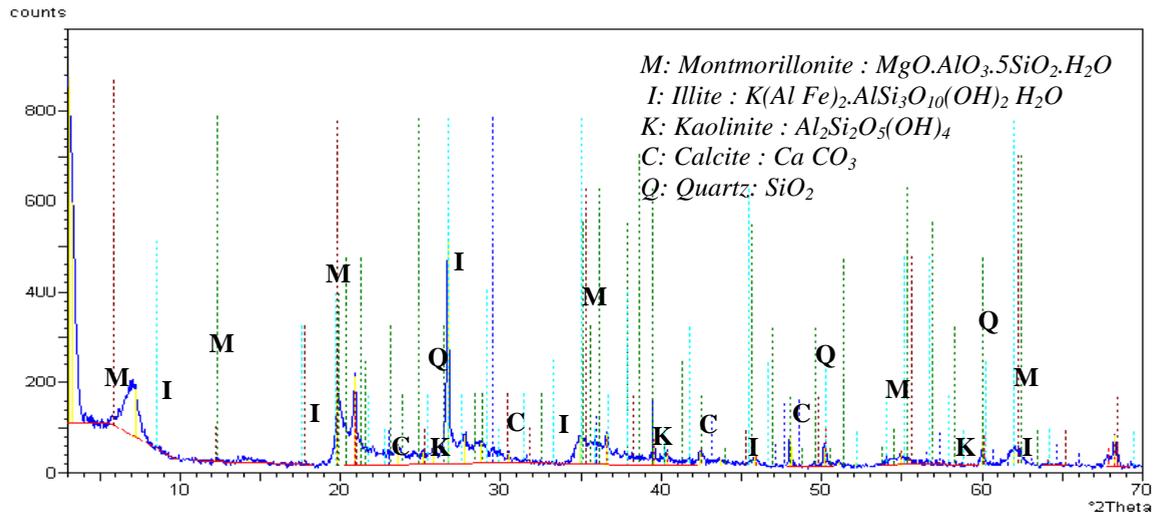


Figure III.4 : Diffractogramme aux rayons X (DRX) d'un échantillon de bentonite de Meghnia.

3.1.2. 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 évalués en pourcentage massiques. Les résultats sont présentés dans le tableau III.1.

Tableau III.1: Composition chimique de la Bentonite de Maghnia (Bental, 2002)

%	SiO_2	Al_2O_3	Na_2O	CaO	K_2O	MgO	Fe_2O_3	PF
Bentonite	65,2	17,25	3	5	1,7	3,10	2,10	2,65

Il ressort de l'examen des résultats de la composition chimique de la bentonite de Maghnia qu'elle présente un silicate à tendance aluminique avec une forte teneur en SiO_2 (>50 %). Le rapport SiO_2 / Al_2O_3 de la bentonite égal à 3.77, est en accord avec celui de la bentonite compris entre 2 et 5,5 (Decarreau 1990).

3.1.3. 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 voix humide) pour les particules de dimensions $80\mu m$ (0.08mm), l'essai est effectué selon la norme NF P94-056.
- La sedimentometrie pour les particules de dimensions $< 80\mu m$ qui complète la première. Elle est effectuée selon la norme NF P94-057. Les résultats de cette analyse sont traduits par des courbes représentées dans la figure III.5. On remarque que le taux des particules inférieures à $2\mu m$ est de l'ordre de 60% (>50%) ainsi que le taux des particules inférieures à $80\mu m$ est de l'ordre de 85 %, ce que nous indique que la bentonite de Maghnia est une argile très fine.

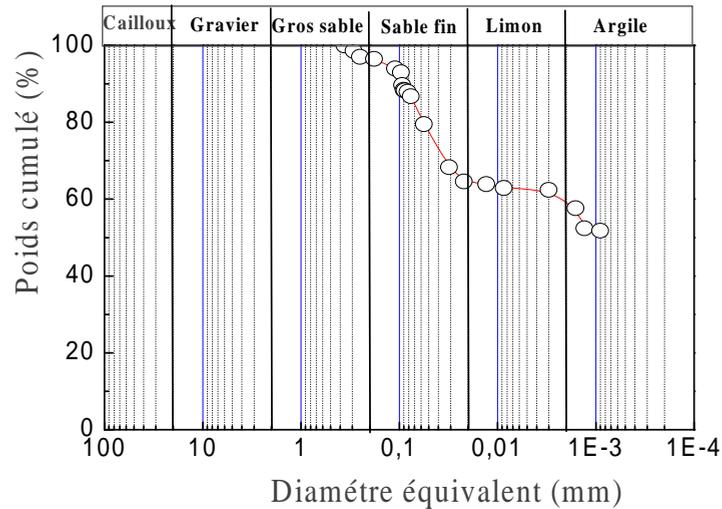


Figure III.5 : Courbe granulométrique de la bentonite de Maghnia

3.1.4. Densité des grains solides

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

$$\gamma_s = 26,4 \text{ kN/m}^3. \quad G_s = 2,64, \quad \text{Avec : } G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad \text{III.1}$$

3.1.5. Essai Proctor Normal

Cet essai normalisé (NF P 94-093), permet de reproduire au laboratoire les conditions de compactage sur chantier. Il est effectué généralement selon deux modes de compactage d'intensités différentes: par l'essai Proctor Modifié à énergie plus intense et par l'essai Proctor Normal (à énergie moyennement poussée), ce dernier a été choisi pour mener cette investigation.

Au laboratoire, le matériau est mis à l'étuve pendant 24 heures. On ajoute un poids déterminé d'eau. On compacte l'échantillon dans un moule Proctor ($h = 11,7 \text{ cm}$; $\phi = 10,2 \text{ cm}$) avec une énergie fournie par une dame (25 coups/couche), d'un poids déterminé (2,5 kg), tombant d'une hauteur constante (30,5 cm). On adjoint au moule une hausse mobile pour permettre de compacter jusqu'à 13 cm. On arase ensuite l'échantillon à 11,5 cm après enlèvement de la hausse. On détermine la teneur en eau du matériau, ce qui permet de calculer le poids volumique sec.

Les résultats de cet essai sont présentés sur la figure III.6.

La bentonite présente une teneur en eau optimale de l'ordre de 32% et un poids volumique sec maximum de l'ordre de 12.

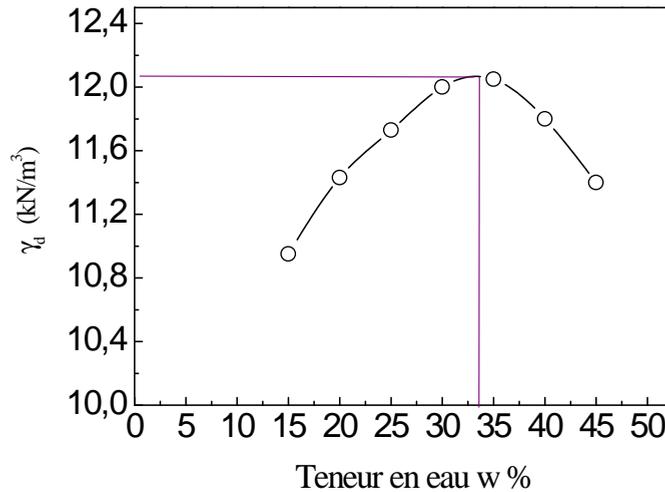


Figure III.6 : Courbe Proctor Normal de la bentonite de Maghnia

3.1.6. Essai au bleu de méthylène

L'essai est réalisé selon la norme (NF P 94-068) et consiste à déterminer la quantité du bleu de méthylène nécessaire pour recouvrir d'une couche monomoléculaire la surface des particules d'un matériau en suspension dans l'eau.

La capacité d'adsorption du matériau est déterminée à l'aide du test de la tâche. 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.

$$\text{La valeur du bleu } V_B = \frac{\text{Quantité du bleu adsorbée (cm}^3\text{)}}{\text{Poids sec de la prise}} \quad \text{III.2}$$

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 Trom Ngoc Lan (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 (Sst) et la valeur de bleu de la phase argileuse V_B (0/2 μm) a été mise en évidence par Gaillabaud et Cinot (1982) :

$$Sst = 21 \cdot V_B \quad \text{III.3}$$

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

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

V_B	Sst (m^2/g)
B 22	462

D'après la classification de Lautrin (1987) basée sur la surface spécifique totale, la bentonite de Maghnia contient un fort pourcentage en Montmorillonite calcique et le sable de dune appartient à la classe des éléments non argileux.

Le tableau III.3 regroupe, les valeurs de surfaces spécifiques des différentes familles d'argile pour une solution neutre (pH=7).

Tableau III.3: Surfaces spécifiques totales (Sst) de quelques argiles (Lautrin, 1987)

Argiles	Sst (m^2/g)
Montmorillonite Na^+	800
Montmorillonite Ca^{++}	300
Illite	40-60
Kaolinite	5-20
Élément non argileux	1-3

3.1.7. Limites d'Atterberg ou limites de consistance

Par définition, les limites d'Atterberg sont des teneurs en eaux pondérales caractéristiques du sol, elles correspondent à des comportements particuliers.

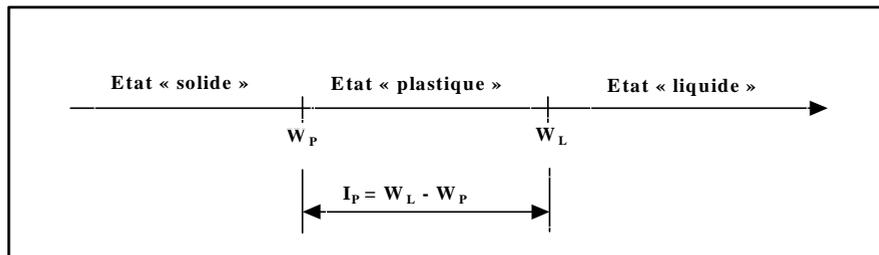
Ces limites déterminées sur la fraction du sol passant à travers des tamis de 400 μm .

Les limites utilisées sont :

- Limite de liquidité notée w_L (norme NF P 94-050) : teneur en eau d'un sol remanié caractérisant la transition entre un état liquide et un état plastique.
- Limite de plasticité notée w_P (NF P 94-054) : teneur en eau d'un sol remanié caractérisant la transition entre un état plastique et un état solide.

A partir de ces limites, et par définition, on peut déterminer l'indice de plasticité noté : I_p .

$$I_p = w_L - w_P \quad \text{III.4}$$



Les mesures de ces limites sont indiquées dans le tableau III.4.

Tableau III.4: Limites de consistance de la bentonite

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

La connaissance de w_L et I_P permet de situer les sols dans le diagramme de plasticité de Casagrande. Placée dans le diagramme de plasticité, la bentonite de Maghnia apparaît comme une argile très plastique.

Skempton (1953), a considéré que les valeurs des limites d'Atterberg sont liées à la quantité d'eau retenue à la surface des particules et donc à la quantité d'argile présente dans le sol. Cet auteur a 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 ($C_2 < 2 \mu m$).

$$A_1 = \frac{I_P}{C_2} \quad \text{III.5}$$

➤ Skempton a proposé la nomenclature suivante (Techniques de l'ingénieur, C.208) :

- Argiles inactives : les argiles qui ont une activité inférieure à 0,75. Ces argiles sont à base de Kaolinite, ou des argiles contenant peu de minéraux argileux.
- Argiles normales : qui ont une activité comprise entre 0,75 et 1,25.
- Argiles actives : qui ont une activité comprise entre 1,25 et 2.
- Argiles très actives : qui ont une activité supérieure à 2.

Le tableau III.5 présente le minéral prédominant dans la matrice argileuse en se basant sur l'activité, proposé par Skempton et al., (1953).

➤ En ce qui concerne les argiles compactées, Seed et al., (1962) ont introduit une modification à la définition de Skempton sous la forme suivante :

$$A_2 = \frac{I_P}{C_2 - n} \quad \text{III.6}$$

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

Tableau III.5 : Activité de différents minéraux (Skempton et al., 1953; Mitchell, 1976)

Minéral	Activité
Montmorillonite Na^+	4 - 7
Montmorillonite Ca^+	1,5
Illite	0,5 - 1,3
Kaolinite	0,3 - 0,5
Calcite	0,2
Quartz	0

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 al., 1986). Les deux définitions citées ci-dessus indiquent que l'activité est proportionnelle à l'indice de plasticité et inversement proportionnelle à la teneur en éléments inférieurs à deux microns.

Les résultats de l'activité de la bentonite selon les deux auteurs sont indiqués dans le tableau III.6.

Tableau III.6 : Résultats de l'activité de la bentonite de Maghnia

A_1 (Skempton et al., 1953)	A_2 (Seed et al., 1962)
1,55	1,86

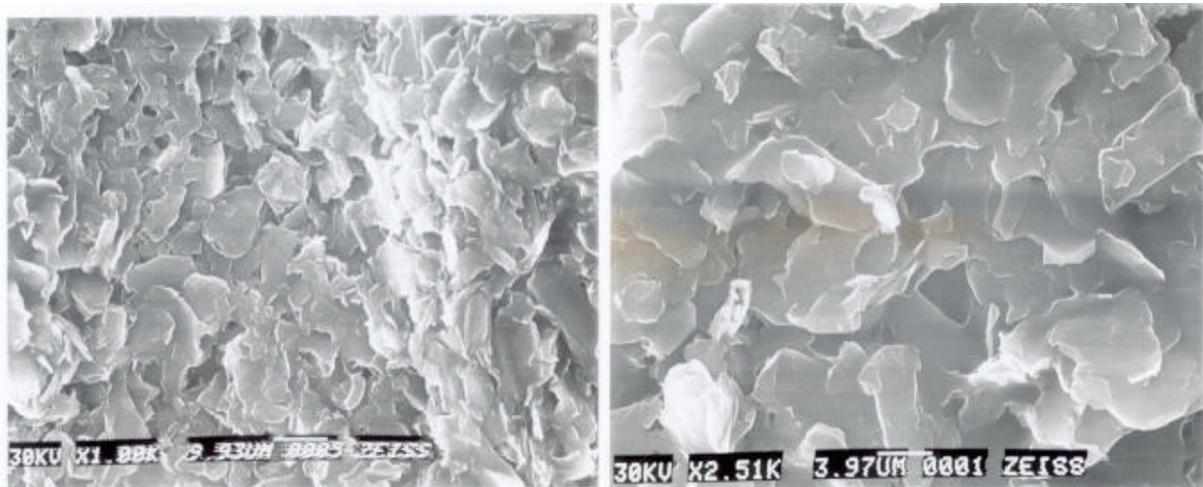
Sur la base de ces résultats, et d'après la classification de Skempton et al., (1953), le minéral prédominant dans la bentonite de Maghnia est la *Montmorillonite* ce qui confirme les résultats obtenus par le DRX. En plus, l'activité selon les deux définitions est supérieure à 1,25, ce qui nous indique que la bentonite de Maghnia est une argile active.

3.1.8. 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 III.7).

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.



Photographie 1

Photographie 2

Figure III.7: MEB de la bentonite.

(a) MEB agrandissement x 500, (b). MEB agrandissement X 5000

3.2. Sable de dune

3.2.1. Analyses minéralogiques

L'analyse par DRX du sable dunaire révèle la présence d'atomes *Si* et O_2 ce qui correspond à la présence de l'espèce SiO_2 (silice). De plus le pourcentage atomique important de *Si* nous indique que SiO_2 est l'espèce prépondérante. Les autres valeurs de pourcentages atomiques nous permettent d'établir que le sable dunaire contient aussi quelques traces, en comparaison avec SiO_2 , d'espèces calciques et magnésiques (figure III.8).

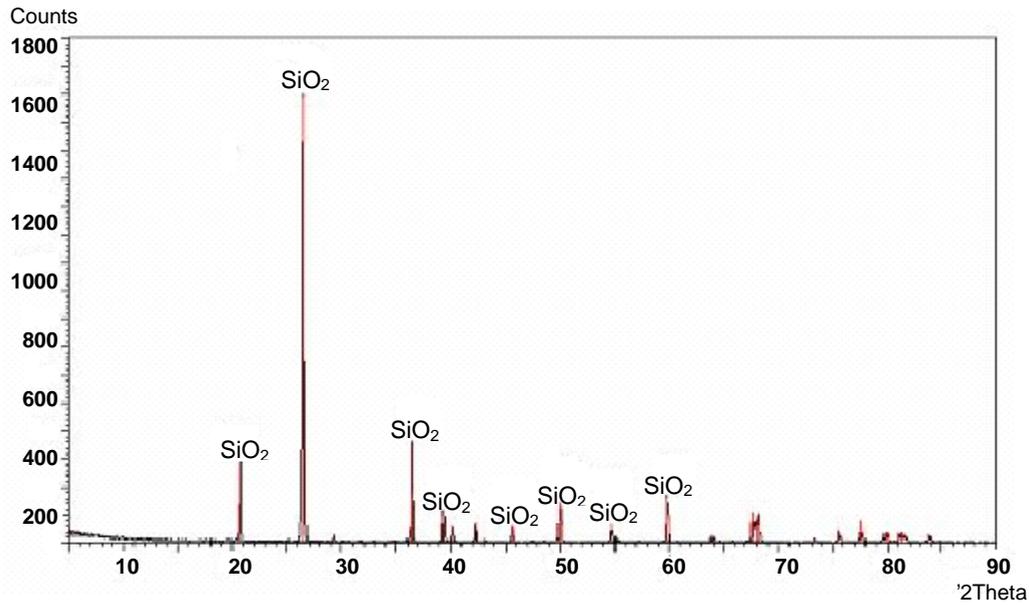


Figure III.8 : DRX du sable de dune

3.2.2. Analyse chimique

Pour compléter les analyses minéralogiques du sable de dune, des analyses chimiques ont été effectuées par le LNHC de *Djelfa* (*Laboratoire National d'Habitat et de Construction*), et qui ont donné les résultats illustrés dans le tableau III.7. La constatation importante à signaler est la présence d'un fort pourcentage en silice qui est supérieur à 95 %, et par conséquent, le sable de dune de Laghouat est un sable siliceux.

Tableau III.7 : Analyse chimique du sable de dune

	Symboles	Unité	Sable de dune
Résidu insoluble	SiO ₂ +Silice	%	95,87
Sulfates	SO ₃	%	0,91
Chlorures	Cl ⁻	%	0,36
Carbonate de Calcium	CaCO ₃	%	2,5
Matières organiques	MO	%	-----

3.2.3. Analyse granulométrique

Les analyses granulométriques du sable de dune sont réalisées selon l'essai normalisé (NF P 18-560), par voie sèche, elles nous permettent de déterminer la répartition des grains de sable suivant leurs grosseurs. Cette répartition est traduite par une courbe granulométrique présentée dans la figure III.9.

Les résultats des analyses granulométriques sont illustrés dans le tableau III.8.

Tableau.III.8 : Résultats de l'analyse granulométrique du sable de dune

$\Phi \leq 80\mu\text{m}$	$\Phi \leq 2\mu\text{m}$	C_u	C_c
2%	0%	1,7	1,1

C_u : coefficient d'uniformité dit de Hazzen. $C_u = D_{60}/D_{10}$

C_c : coefficient de courbure. $C_c = (D_{30})^2/D_{60}.D_{10}$

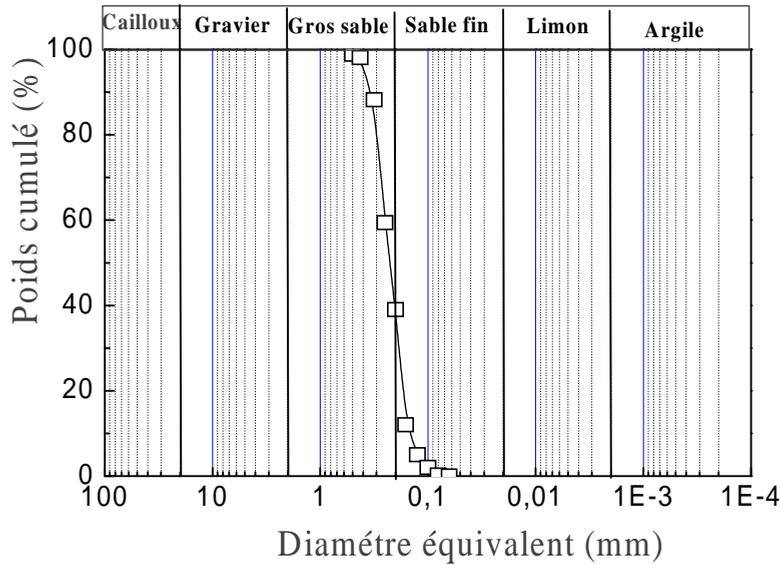


Figure III.9 : Courbe granulométrique du sable de dune

A partir de ces résultats, et d'après la classification des sols LCPC (*laboratoire central des ponts et chaussées*) basée sur les coefficients d'uniformité et de courbure, le sable de dune se classe parmi les sables propres mal gradués symbolisés par les lettres *SM* (sable mal gradué), sa courbe est uniforme et très peu étalée.

3.2.4. Densité des grains solides

Cet essai a pour but de mesurer le poids spécifique des sols. Le sable de dune présente une densité des grains solide de l'ordre de $2,65 \text{ kN/m}^3$ ($G_s = 2,65$).

Avec :
$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

3.2.5. Essai Proctor Normal

L'essai est réalisé selon la norme NF P 94-093. La figure III.10 présente la courbe Proctor Normal du sable de dune.

Le sable de dune présente une densité sèche maximale de l'ordre de $19,2 \text{ kN/m}^3$ correspondant à une teneur en eau optimale de l'ordre de 10 %.

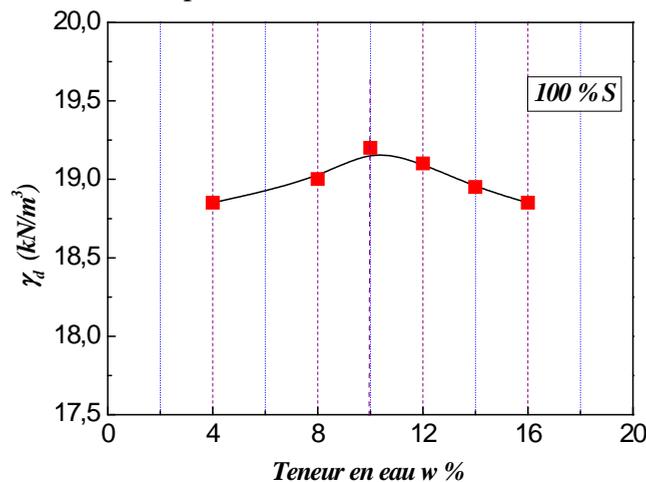


Figure III.10 : Courbe Proctor du sable de dune

3.2.6. Essai au bleu de méthylène

L'essai est réalisé selon la norme (NF P 94-068). La valeur de la surface spécifique totale du sable de dune étant très faible, elle est de l'ordre de $1,4 \text{ m}^2/\text{g}$, ce qui est en accord avec la définition même de la surface spécifique.

3.2.7. Equivalent de sable

Cet essai effectué selon la norme (NF P 18-598) est utilisé pour évaluer la propreté des sables, il est effectué sur la fraction 0/5 mm du matériau à étudier. Les résultats de cet essai sont résumés dans le tableau III.9.

D'après la classification LCPC, le sable de dune de Laghouat est un sable propre.

Tableau III.9: Equivalent de sable du sable dunaire

Paramètres	Equivalent de sable	
	ES_V	ES_P
sable	86	74

ES_V : (équivalent de sable visuel).

ES_P : (équivalent de sable au piston).

3.2.8. Microscope électronique à balayage (MEB)

Cet essai a été mené avec le microscope électronique à balayage à l' I.U.T d'Amiens en France. La photo présentée à grande échelle par la figure III.11, montre que le sable dunaire visualisé par microscope électronique à balayage (MEB), présente des grains de formes arrondies avec une faible angularité.

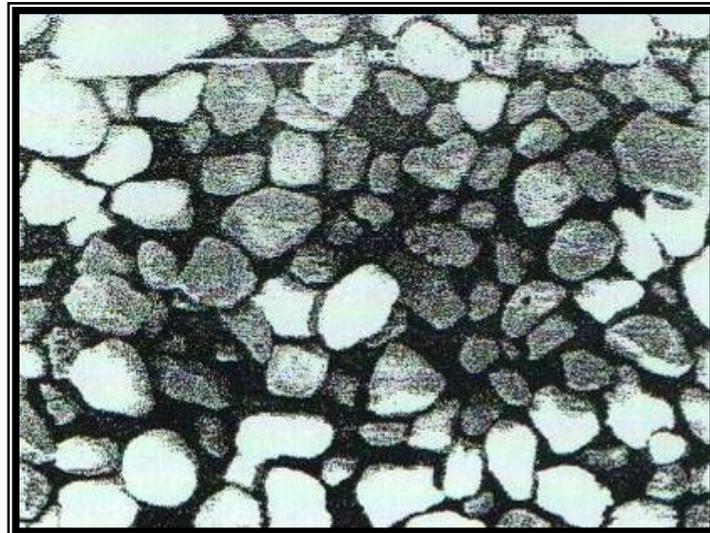


Figure III.11 : Vue générale (à grande échelle, MEB.) du sable de dune

4. Caractérisation des mélanges sable de dunes - bentonite

Il existe plusieurs types de couches étanches, parmi elles, les couches sable-bentonite. Dans la pratique, l'on cherchera à obtenir le mélange le moins coûteux, qui satisfasse les conditions hydrauliques tout en n'assurant aucune perte de particules par lessivage. 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 and al., 1993).

Les mélanges sable de dune- bentonite utilisés dans cette étude sont :
 3% B + 97% S, 5% B + 95% S, 10% B + 90% S, 12% B + 88% S, 15% B + 85% S
 (Avec B: Bentonite; S: sable de dune)

Les essais menés sur les différents mélanges sont :

- Analyses granulométriques ;
- Essais de Proctor ;
- Les limites d'Atterberg ;
- Essais au bleu de méthylène (surface spécifique totale, Sst) ;
- Essais de gonflement ;
- Essais œdométriques ;
- Essais de cisaillement direct ;

4.1. Analyses granulométriques des mélanges sable de dunes - bentonite

Les résultats des analyses granulométriques des différents mélanges sont représentés graphiquement dans la figure III.12.

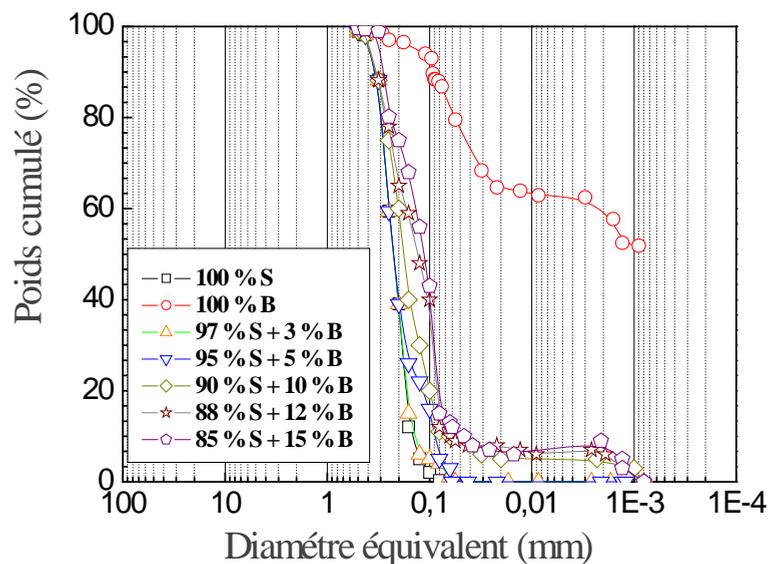


Figure III.12: Courbes granulométriques des mélanges sable de dune- bentonite

• Effet du pourcentage de bentonite sur la granulométrie

D'après la figure III.13, on remarque que les taux des particules inférieures à $2\mu\text{m}$ et à $80\mu\text{m}$ sont proportionnels au pourcentage de bentonite additionnée.

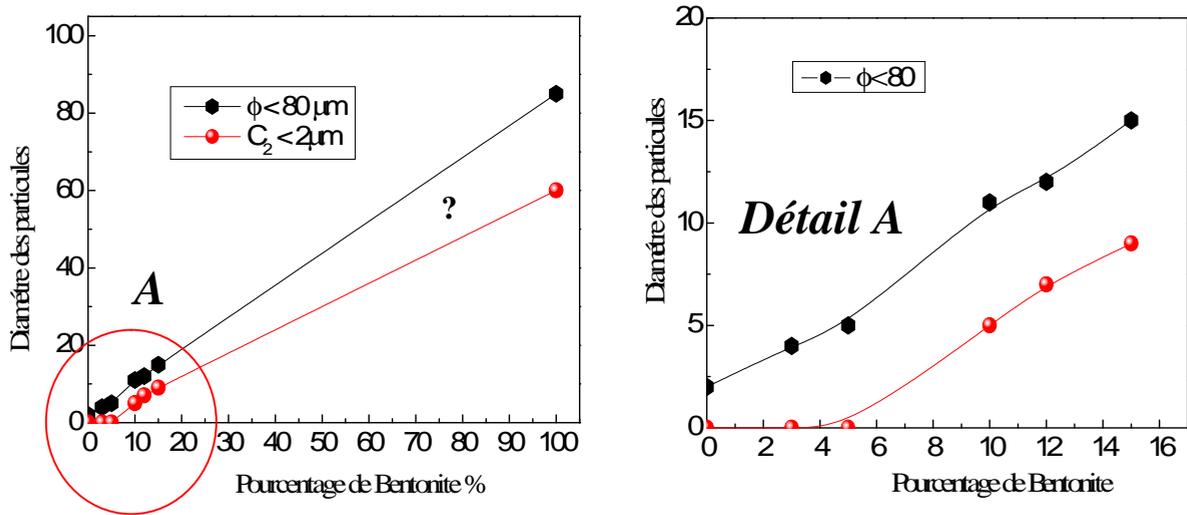


Figure III.13 : Effet du pourcentage de bentonite sur la granulométrie

4.2. Essai Proctor Normal des mélanges

L'essai Proctor Normal est réalisé sur les différents mélanges sable-bentonite. Les résultats sont présentés dans la figure III.14.

Pour chaque courbe de compactage, le poids volumique sec du mélange sable-bentonite augmente avec la quantité d'eau jusqu'à un optimum. Après cet optimum, le poids volumique sec du mélange diminue avec la teneur en eau. Le poids volumique sec maximum et la teneur en eau optimale correspondent au sommet des courbes du compactage.

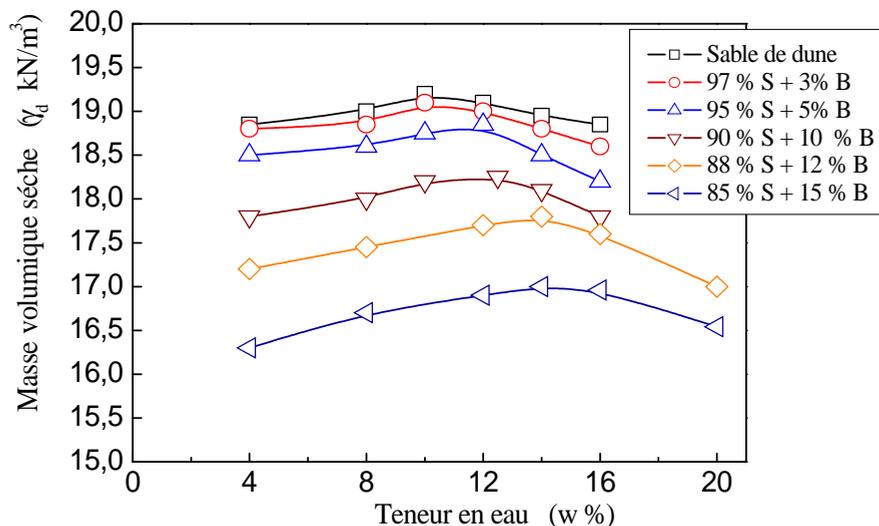


Figure III.14 : Courbes Proctor Normal des mélanges sable de dune-bentonite

A partir des courbes Proctor Normal, on détermine les deux paramètres importants qui sont : le poids volumique sec maximal (γ_{dmax}) et la teneur en eau optimale (w_{opt}). Les résultats de ces essais sont indiqués dans le tableau III.10.

Tableau III.10 : Paramètres Proctor Normal des mélanges bentonite- sable de dune

	γ_{dmax} (kN/m ³)	w_{opt} (%)
100%S + 0% B	19,2	10
97%S + 3% B	19,1	10,5
95%S + 5% B	18,8	11,5
90%S + 10% B	18,3	12,8
88%S + 12% B	17,8	14,0
85%S + 15% B	17,0	15,2
0%S + 100 % B	12,1	32

4.2.1. Effet du pourcentage de bentonite sur la densité sèche des mélanges

D'après la courbe III.15, les résultats montrent une diminution du poids volumique sec maximum des mélanges sable-bentonite avec l'augmentation du pourcentage de bentonite ajouté. Le poids volumique sec maximum diminue de 19,2 à 17,0 kN/m³ pour un pourcentage de bentonite variant de 0 % à 15 %.

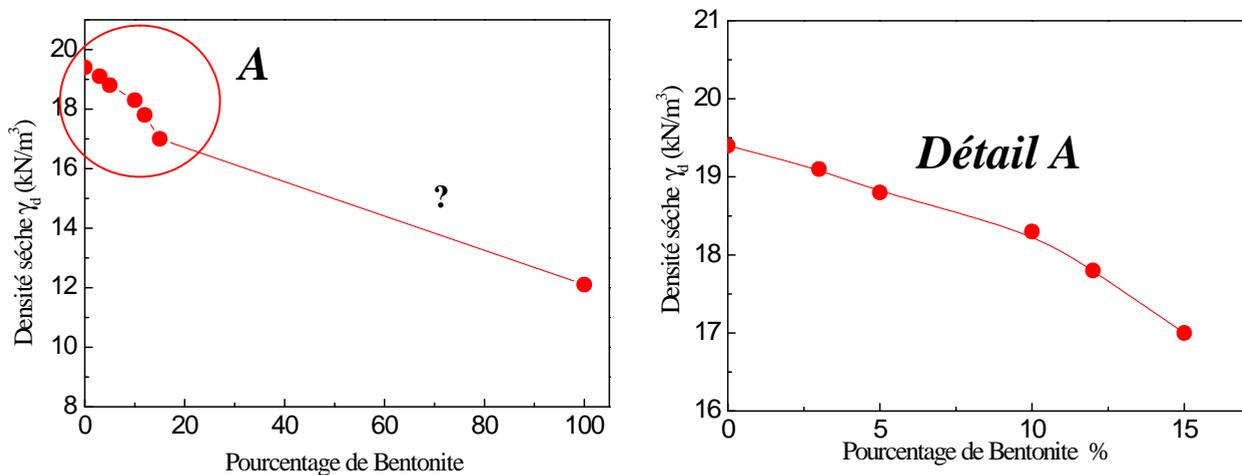


Figure III.15 : Effet du pourcentage de bentonite sur la densité sèche des mélanges

4.2.2. Effet du pourcentage de bentonite sur la teneur en eau optimale des mélanges

D'après la courbe de la figure III.16, les résultats montrent une augmentation de la teneur en eau optimale des mélanges sable-bentonite avec l'augmentation du pourcentage de bentonite. La teneur en eau optimale augmente de 10 % à 15,2 % pour les pourcentages de bentonite variant de 0 % à 15 %. La variation de la teneur en eau optimale dans le sens croissant peut trouver son explication dans l'augmentation de la quantité d'eau adsorbée par l'ajout de bentonite.

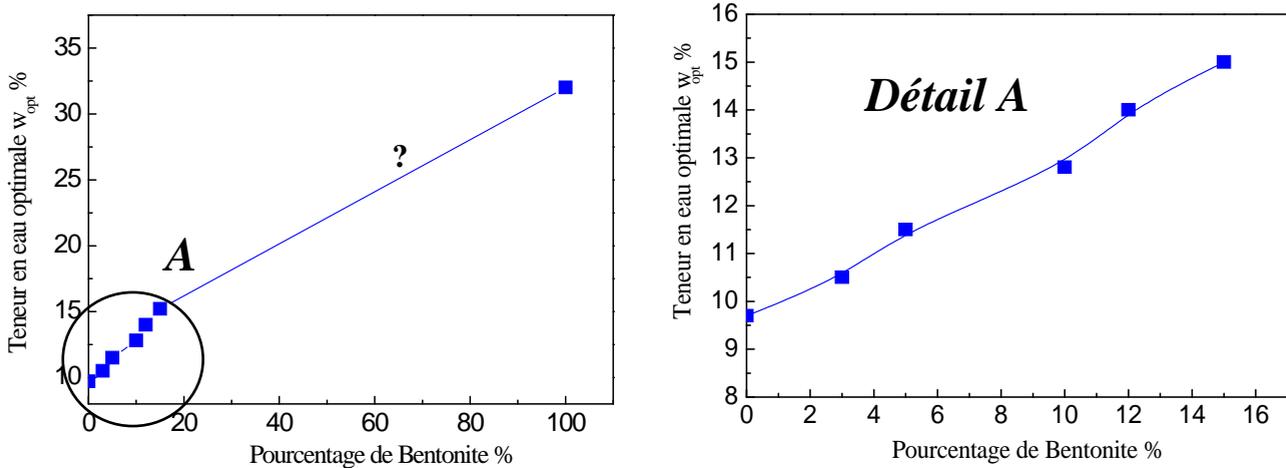


Figure III.16 : Effet du pourcentage de bentonite sur la teneur en eau optimale des mélanges

L'effet du pourcentage de bentonite sur les deux paramètres Proctor Normal (teneur en eau optimale et masse volumique sèche) sur des mélanges sable de dune – bentonite est représenté sur la figure III.17. On remarque bien que la teneur en eau augmente avec le pourcentage de bentonite, par contre le poids volumique sec maximum diminue. Ces résultats sont en accord avec ceux de Chalermyanont et Arrykul, (2005) et Kouloughli (2007).

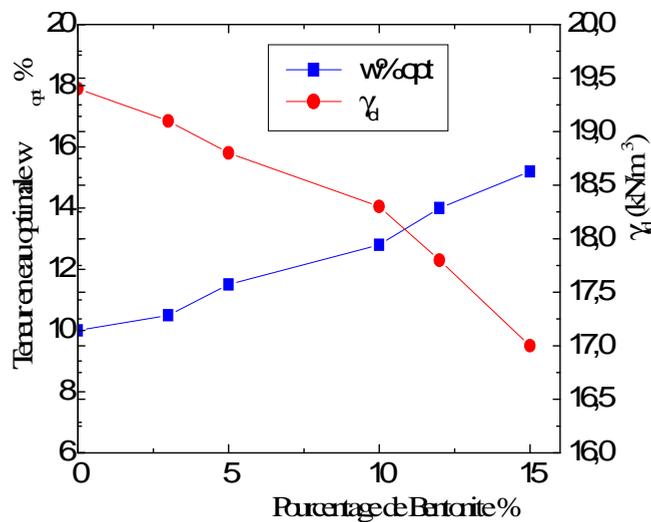


Figure III.17: Effet du pourcentage de bentonite sur les paramètres Proctor Normal des mélanges

4.3. Densité des grains solides des mélanges sable- bentonite

La densité des grains solides des mélanges sable de dune - bentonite (G_{mix}) a été calculée d'après la formule proposé et démontré par (Montañez, 2002).

$$G_{S_{mix}} = \frac{100}{\frac{\%Sable}{G_{S_{sable}}} + \frac{\%Bentonite}{G_{S_{bentonite}}}} \quad \text{III.7}$$

$G_{S_{mix}}$: densité des grains solides du mélange s/b

$G_{S_{sable}}$: densité des grains solides du sable

$G_{S_{bentonite}}$: densité des grains solides de bentonite

Les résultats sont résumés dans le tableau III.11. On note une très faible variation de la densité des grains solides avec le pourcentage de bentonite additionnée.

Tableau III.11 : densité des grains solides des mélanges sable de dune -bentonite

$100\%S + 0\% B$	2,65
$97\%S + 3\% B$	2,649
$95\%S + 5\% B$	2,649
$90\%S + 10\% B$	2,648
$88\%S + 12\% B$	2,648
$85\%S + 15\% B$	2,648
$0\%S + 100\% B$	2,64

4.4. Limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg ont été obtenues à partir de différents échantillons de mélanges sable de dune-bentonite en suivant la norme NF P94-051. La connaissance de w_L et I_p permet de situer les sols dans le diagramme de plasticité de Casagrande. La corrélation de Biarez et Favre (1975) a été indiquée.

Les valeurs obtenues des limites de consistance représentent la moyenne de trois essais. Pour la limite de plasticité des deux mélanges 97 % +3% B et 95% S +5% B, elle est mesurée mais deux essais ont échoué vu la difficulté d'avoir des rouleaux de 3 mm de diamètre, c'est pour cela que leurs valeurs sont négligées. La détermination des limites est difficile au dessous de 10 % de bentonite. Plusieurs auteurs proposent d'extrapoler la courbe pour obtenir ainsi des valeurs approchées des limites d'Atterberg pour des mélanges ayant une faible quantité d'argile.

D'après les résultats obtenus (figure III.18), on constate que, les limites de consistance des différents mélanges augmentent avec l'augmentation du pourcentage de bentonite ajoutée. Les limites de liquidité des mélanges passent de 20 à 34 % pour des pourcentages de bentonite variant de 3 à 15 %, cela est dû à l'augmentation du taux des particules fines.

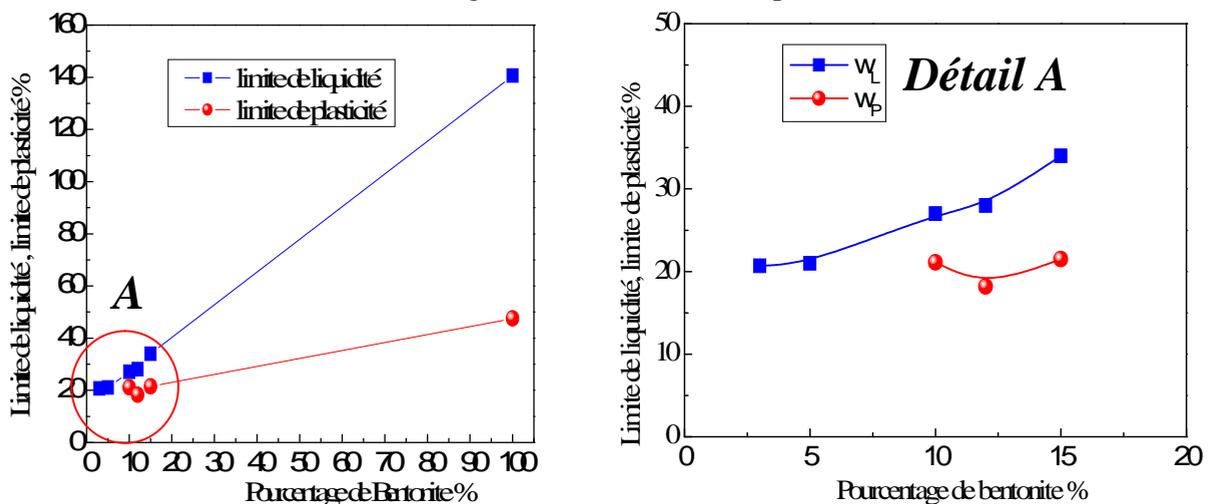


Figure III.18 : Effet du pourcentage de bentonite sur les limites de consistance des mélanges sable dune - bentonite

Pour l'indice de plasticité, et par définition, il représente la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité, nous avons calculé cet indice pour les différents mélanges sable - bentonite. Les résultats sont représentés graphiquement sur la figure III.19.

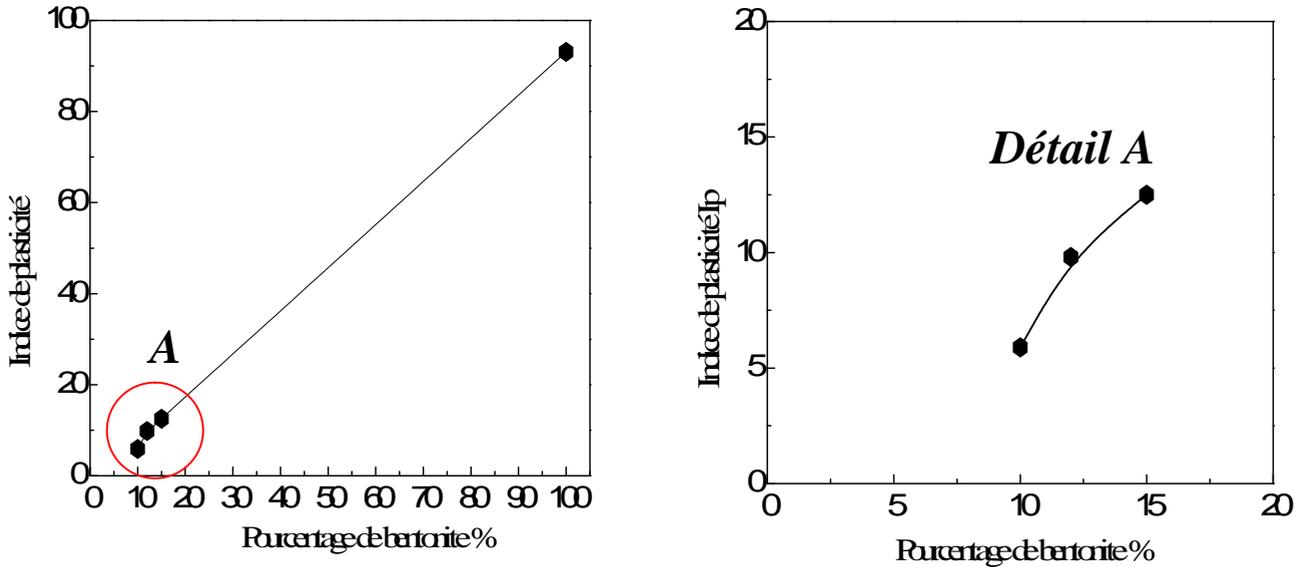


Figure 19 : Effet du pourcentage de bentonite sur l'indice de plasticité des mélanges s-b

D'après la classification des sols dans l'abaque de plasticité (*Abaque de Casagrande*), les mélanges de 10 et 12 % de bentonite présentent un état de sol peu plastique faiblement argileux, tandis que le mélange de 15 % de bentonite présente un état de sol plastique moyennement argileux (figure III.20).

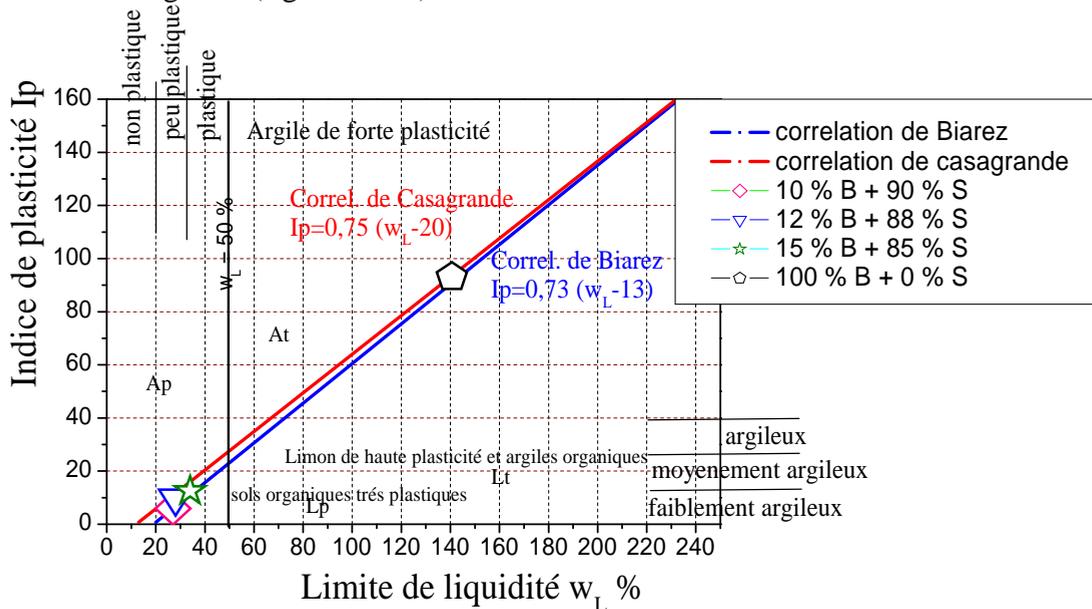


Figure III.20 : Classification des sols fins sur le diagramme de Casagrande (Philipponnat et Hubert.1997)

Avec :

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

● **Corrélations entre w_{opt} ou d_{opt} et limite de liquidité w_L**

L'essai Proctor (AFNOR, 1999 : norme française NF P94-093 ; ASTM, 1995 : norme américaine D698-91) 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 oeuvre de tous les remblais en sol fin étant déterminées par rapport à l'essai Proctor, il est intéressant de corréler les paramètres du Proctor à des paramètres d'identification (Fleureau et al., 2002; Boutonnier, 2007).

- Proctor Normal : plage de w_L : 17 à 170% ; $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ III.8

* $d_{opt} = d_{opt} g = 21,00 - 0,113 w_L + 0,00024 (w_L)^2$; $r^2 = 0,86$ III.9

* $w_{opt} = 1,99 + 0,46 w_L - 0,0012 (w_L)^2$; $r^2 = 0,94$ III.10

Le tableau III.12 présente une comparaison entre les paramètres de l'OPN mesurés et corrélés. En générale, on constate une bonne corrélation entre les valeurs mesurés et corrélés, exception faite pour les valeurs de la bentonite, où on note un fort décalage en particulier pour la teneur en eau optimale.

Tableau III.12 : comparaison des paramètres de l'OPN mesurés et corrélés

%B	w_L	Valeurs mesurées		Valeurs corrélées	
		$\gamma_{dmax} (kN/m^3)$	$w_{opt} (\%)$	$\gamma_{dmax} (kN/m^3)$	$w_{opt} (\%)$
3	20	19,1	10,5	18,8	10,7
5	21	18,8	11,5	18,7	11,1
10	27	18,3	12,8	18,1	13,5
12	28	17,8	14,0	18	13,5
15	34	17,0	15,2	17,4	16,3
100	141	12,1	32	10	43

4.5 Surface spécifique totale des mélanges s/b

La surface spécifique des sols fins est un paramètre fondamental pour l'identification indirecte des minéraux existants. Dans la synthèse bibliographique, et d'après plusieurs auteurs, plus le sol est fin, plus sa surface spécifique est importante. Les résultats sont traduits par une représentation graphique dans la figure III.21.

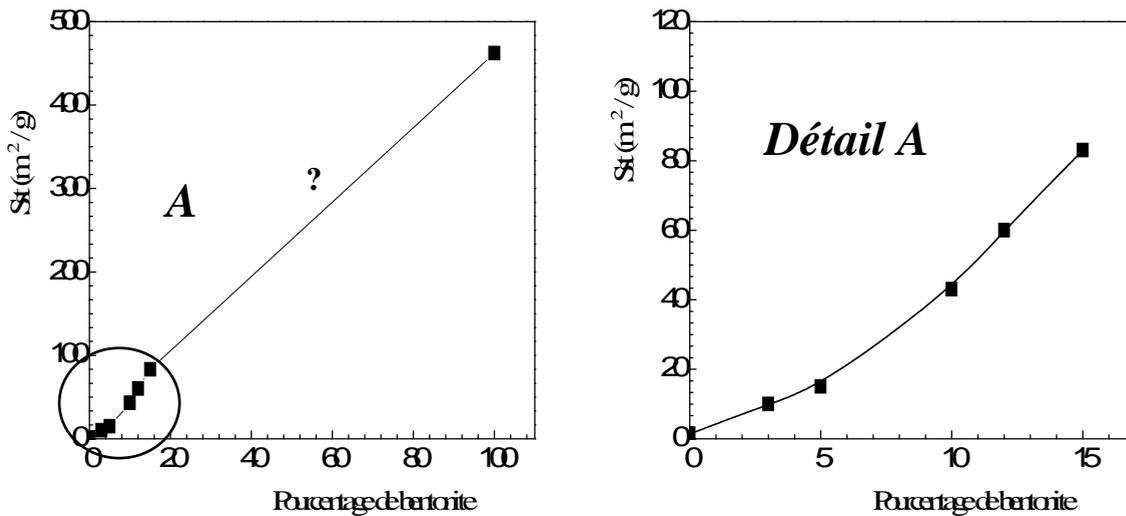


Figure III.21 : Effet du pourcentage de bentonite sur la surface spécifique totale des mélanges sable de dune - bentonite

Sur la base des résultats obtenus (figure III.21), on remarque que la surface spécifique totale varie dans le même sens avec le pourcentage de bentonite additionnée. L'évolution de la surface spécifique en fonction du pourcentage de bentonite est similaire à celle de l'évolution de la limite de liquidité. La surface spécifique d'un sol étant directement liée à sa limite de liquidité.

4.6. Paramètres de gonflement des mélanges bentonite -sable de dune

4.6.1. Estimation indirecte du gonflement libre

Un nombre considérable d'approches empiriques introduites par différents auteurs (Vijayverjya et Ghazzaly, 1973; 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 et la limite de liquidité, il s'agit de :

- ❖ Classification de Sanglerat (1981).
- ❖ Classification de Dakstana (1965).

Tableau III.13: Classification de 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 III.14: Classification de Dakstana (1965).

Limite de liquidité (%)	0-20	20-35	35-50	50-70	70-90	>90
Potentiel de gonflement (%)	Non gonflant (NG)	Faible (F)	Moyen (M)	Élevé (E)	Très élevé (TE)	Extrêmement élevé (EE)

Tableau III.15 : Estimation indirecte du potentiel de gonflement du mélange 85%S+15%B

Les auteurs	Paramètres	3% B	5% B	10% B	12% B	15% B	100%B
Sanglerat (1981).	I_p	b	b	b	b à M	M	T.H
Dakstana (1965).	w_L	NG	F	F	F à M	M	E.E

Les caractéristiques physiques sont de bons indicateurs pour l'estimation du gonflement des sols. Néanmoins, il reste à confirmer cette évaluation par les mesures directes du potentiel et de la pression de gonflement.

4.6.2. Méthodes de détermination des paramètres de gonflement:

Le gonflement d'un sol est caractérisé par deux paramètres : le potentiel et la pression de gonflement. Le potentiel de gonflement correspond au rapport entre la variation de hauteur enregistrée lors de l'humidification ΔH , et la hauteur initiale H . La pression de gonflement (P_g) est la pression que peut exercer un sol lors de son humidification, les variations de volume étant empêchées. Il n'existe cependant pas de méthode standard de détermination de ces paramètres, ce qui complique l'interprétation et la comparaison de résultats obtenus par différents auteurs. Les trois méthodes expérimentales principales (gonflement libre, méthode à volume constant et gonflement sous charge constante) seront décrites dans cette partie en se fondant sur les normes AFNOR NF XP 94-09 1 (1995) et ASTM D 4546-90 (1990) Figure III.22.

✓ *Méthode à gonflement libre*

Une éprouvette est placée dans une cellule oedométrique classique, puis soumise à la charge du piston et enfin humidifiée. Ses déformations verticales sont mesurées, la déformation maximale rapportée à la hauteur initiale est le potentiel de gonflement. L'éprouvette est ensuite chargée de manière progressive. La pression verticale nécessaire pour ramener l'éprouvette à sa hauteur initiale est la pression de gonflement (figure III.22. méthode 1).

✓ *Méthode à volume constant*

Le principe est d'humidifier une éprouvette tout en maintenant son volume constant. La pression nécessaire pour maintenir le volume constant est la pression de gonflement. D'un point de vue pratique, deux méthodes expérimentales existent. Cet essai n'existe pas dans la norme AFNOR. Suivant la norme ASTM (méthode C), l'éprouvette est soumise avant

humidification à une pression verticale voisine des conditions *in situ*, et ensuite humidifiée. Les déformations verticales sont empêchées en augmentant progressivement la charge appliquée. La pression de gonflement est alors la pression maximale appliquée. Il existe des cellules spécialement conçues pour effectuer des essais à volume constant. Elles sont équipées d'un capteur de pression permettant de déterminer l'évolution de la pression exercée par le sol au cours de l'humidification (figure III.22. méthode 2).

✓ Méthode sous charge constante

Quatre éprouvettes au moins sont soumises à quatre pressions verticales différentes. Elles sont ensuite humidifiées et le potentiel de gonflement final est déterminé dans chaque cas. La courbe h/h_0 en fonction de la pression appliquée lors de l'humidification est tracée. Une interpolation linéaire est réalisée entre les quatre points pour estimer la pression pour laquelle le gonflement est nul. Cette pression correspond à la pression de gonflement. Le potentiel de gonflement dans cette méthode est variable, il correspond à la variation de hauteur sous une pression donnée.

Deux variantes de cette procédure existent, différent par le mode d'application de la charge verticale. Dans la procédure ASTM (méthode B), la charge est appliquée, puis l'humidification suit 5 min après. La procédure AFNOR nécessite la stabilisation des déformations avant le début de l'humidification (figure III.22. méthode 3).

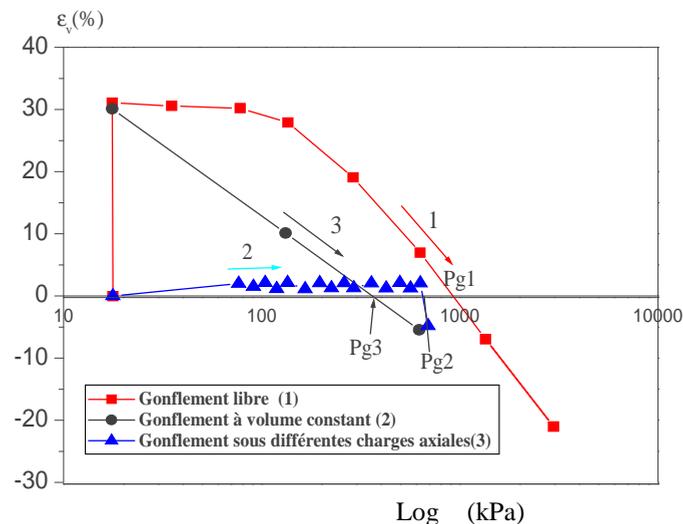


Figure III.22: Différentes procédures d'essais de gonflement (Sridharan et al. 1986)

4.6.3. Mesure du gonflement libre

Les essais de gonflement libre dans cette étude sont effectués dans un œdomètre classique, dont les dimensions des échantillons sont respectivement :

- Hauteur : $H = 20$ mm.
- Diamètre : $D = 50$ mm.

L'essai est réalisé selon la méthode du gonflement libre. En premier lieu, on procède à la préparation de l'échantillon (mélange sable de dune - bentonite) suivi d'un compactage statique à des teneurs en eau et densités sèches correspondant à l'Optimum Proctor Normal pour chaque mélange. L'échantillon est placé dans une cellule cylindrique entre deux pierres

poreuses, après qu'il est lissé et arasé au niveau supérieur et inférieur. Puis, suite à l'inondation, il est autorisé de gonfler verticalement sous la pression du piston durant plusieurs jours, jusqu'à la stabilisation. Le gonflement total (G%) est déterminé d'après la relation suivante :

$$G(\%) = \frac{\Delta H}{H} \times 100 \quad \text{III.11}$$

Avec :

$$H = H_f - H_0$$

H_0 : hauteur initiale.

H_f : hauteur finale après stabilisation.

Les résultats du gonflement libre des différents mélanges sont indiqués dans le tableau III.16. L'évolution du gonflement libre des différents mélanges en fonction du logarithme du temps sera représentée graphiquement sur les figures III.23.

La tendance de la variation du gonflement libre dans le temps est la même pour tous les mélanges. D'après les courbes, plus le pourcentage de bentonite ajoutée augmente, plus le taux de gonflement augmente. Le gonflement libre de la bentonite est de l'ordre de 47,5%. Le taux de gonflement des mélanges varie entre 0,85 et 8,70 % pour les pourcentages de bentonite ajoutée allant de 3 à 15% (figures III.24).

Tableau III.16 : Gonflement libre des mélanges sable de dune- bentonite

formulations	G (%)
100 % S + 0 % B	----
97 % S + 3 % B	0,85
95 % S + 5 % B	2,22
90 % S + 10 % B	5,90
88 % S + 12 % B	7,30
85 % S + 15 % B	8,70
0 % S + 100 % B	47,5

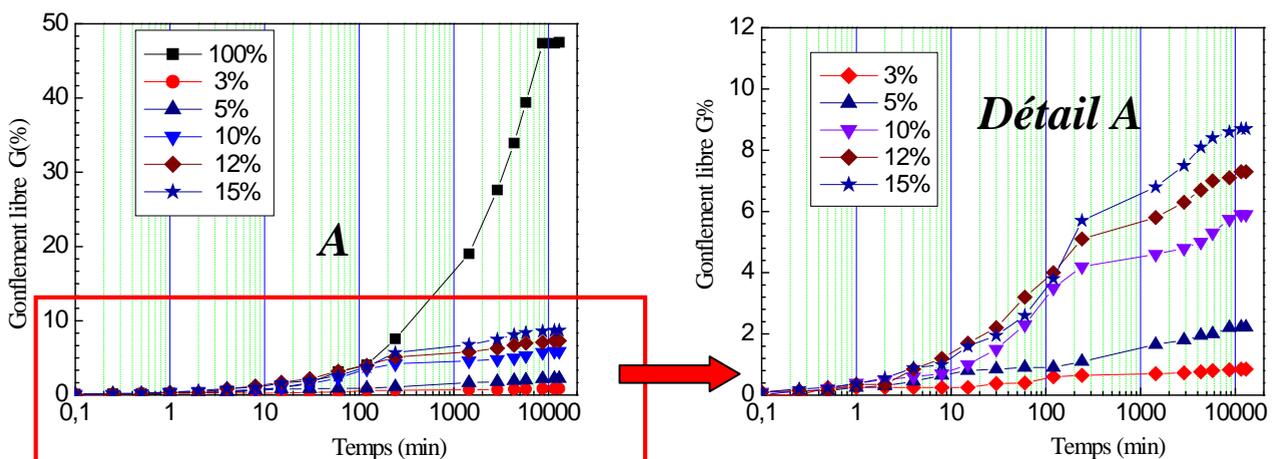


Figure III.23 : Evolution du gonflement libre en fonction du temps des mélanges sable bentonite (Gueddouda et al., 2008)

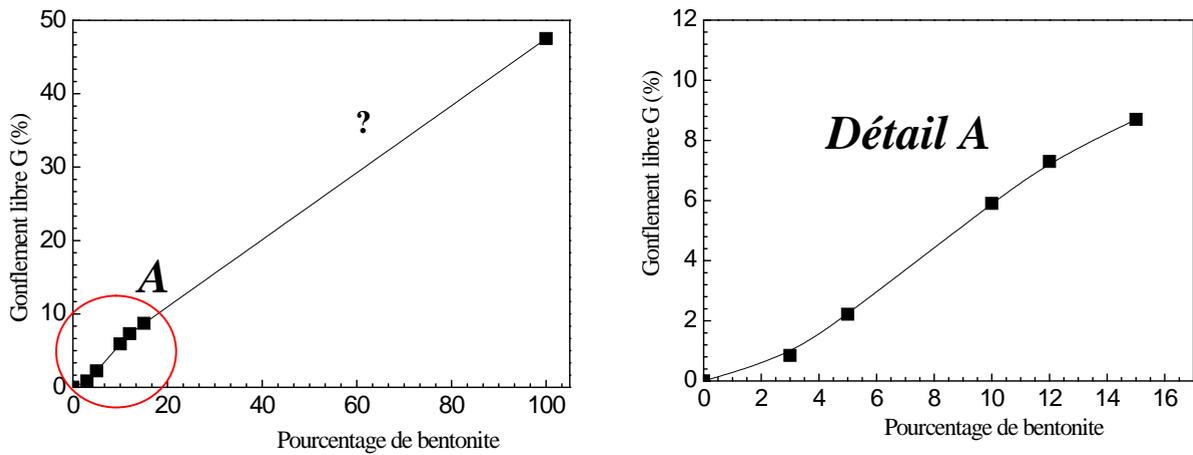


Figure III.24 : Effet du pourcentage de bentonite sur le gonflement libre des mélanges

4.6.4. Mesure de la pression de gonflement

Pour la mesure de la pression de gonflement, on a utilisé la méthode du volume constant. 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).

Les résultats de la pression de gonflement des différents mélanges sont regroupés dans le tableau III.17.

Tableau III.17: Pression de gonflement des mélanges sable de dune- bentonite

	P_g (kPa)
100 % S + 0 % B	----
97 % S + 3 % B	17
95 % S + 5 % B	38
90 % S + 10 % B	124
88 % S + 12 % B	150
85 % S + 15 % B	178
0 % S + 100 % B	852

L'évolution de la pression de gonflement des différents mélanges sable de dune -bentonite est représentée sur la figure III.25.

La pression de gonflement de la bentonite est de l'ordre de 850 kPa. La pression de gonflement passe de 17 à 178 kPa pour les pourcentages de bentonite de 3 à 15%. On note une faible pression de gonflement pour des pourcentages de bentonite ajouté inférieur à 5%. La pression de gonflement dépasse 100kPa pour les pourcentages de bentonite supérieurs à 10%.

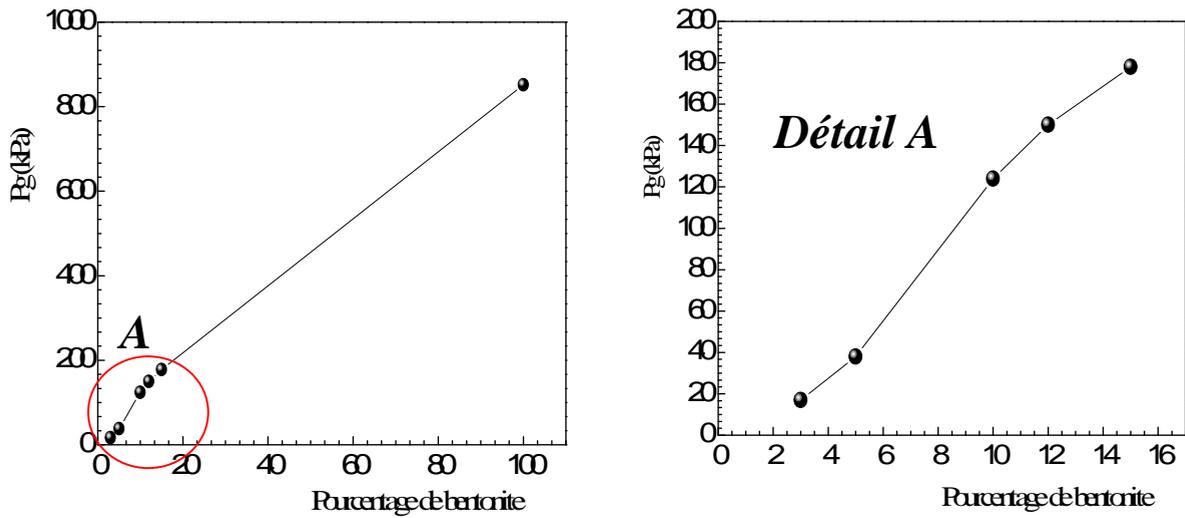


Figure III.25 : Effet du pourcentage de bentonite sur la pression de gonflement des mélanges

Remarque :

Il existe une relation fortement liée entre le taux de gonflement libre et la limite de liquidité (figure III. 26). Les deux paramètres sont liés au taux de particules fines. Plus le pourcentage de bentonite augmente, les deux paramètres augmentent.

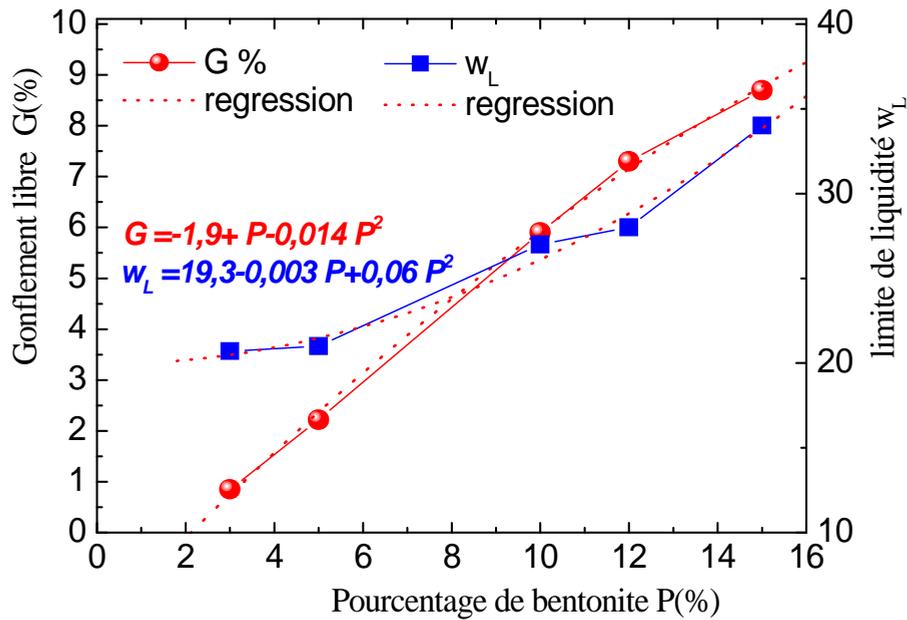


Figure III.26 : Taux de gonflement libre et limite de liquidité des mélanges sable de dune-bentonite

5. Mesure indirecte de la perméabilité (Essais œdométriques) : Perméamètre à parois rigides

L'essai œdométrique permet d'évaluer le tassement et le gonflement du matériau au cours du temps (NF P94-090-3). Il permet également de classer les sols vis-à-vis de leur compressibilité. En plus, comme son nom l'indique, c'est un perméamètre à paroi rigide est constitué d'un moule indéformable enveloppant l'échantillon de sol. Du fait de la simplicité de la procédure d'essai, ce perméamètre reste le plus couramment utilisé en laboratoire. Plusieurs types de perméamètres à parois rigides sont utilisés pour la détermination du coefficient de perméabilité des sols fins, parmi eux la cellule œdométrique.

Les essais de consolidation effectués dans cette partie de notre étude ont permis d'estimer les coefficients de perméabilité « k_{sat} » pour chaque incrément de chargement en suivant la procédure d'essai citée ci-dessous. Cette méthode indirecte consiste à calculer ces coefficients de perméabilité 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).

Le principe de l'essai œdométrique consiste à tailler un échantillon de sol dans un anneau cylindrique de 50 mm de diamètre et de 20 mm de hauteur (dans notre cas), qui lui sert de freinage latéral, l'ensemble est mis dans une cellule œdométrique. Cet échantillon est pris entre deux pierres poreuses qui servent au drainage et à l'alimentation en eau de l'échantillon. L'échantillon est saturé avant d'être soumis à des paliers de charges successives et croissantes suivant une progression géométrique $\sigma_{i+1} / \sigma_i = 2$. On mesure le tassement en fonction du temps pour chacun des paliers durant une période qui est habituellement de 24 heures, qui représente le tassement total pour la charge considérée. Cet essai permet d'établir pour un échantillon donné deux types de courbes, une courbe qui définit l'évolution des tassements en fonction du temps appelée « courbe de consolidation » et l'autre courbe montre le comportement déformable du sol en fonction des contraintes appliquées appelée « courbe de compressibilité ».

La cellule œdométrique utilisée pour la mesure de perméabilité est représentée sur la figure III.27.



Figure III. 27 : Cellule œdométrique

- On peut estimer la valeur de la perméabilité k_{sat} en fonction des paramètres de compressibilité et de consolidation selon la relation suivante :

$$k = C_v \times m_v \times \gamma_w \quad \text{III.12}$$

Le coefficient de consolidation C_v se calcule en utilisant les méthodes graphiques de Casagrande et de Taylor. Cependant, pour les mêmes données, ces méthodes graphiques donnent des valeurs différentes de C_v (Amraoui, 1996).

Daoud (1996) a calculé le coefficient de perméabilité des argiles pour la même teneur en eau à partir des coefficients de consolidation C_v et de compressibilité volumique m_v , et il a effectué une comparaison entre les valeurs obtenues et celles mesurées (figure III.28). D'après ces courbes, on remarque que les perméabilités obtenues par les deux méthodes (Taylor et Casagrande) sont presque identiques, tandis qu'une différence remarquable est notée entre les perméabilités calculées et mesurées pour des pressions de consolidation inférieures à 200 kPa. Au-delà de ces pressions, les valeurs de perméabilité calculées et mesurées sont presque identiques. Cette différence entre les perméabilités calculées et mesurées, peut être interpréter par le fait que la perméabilité mesurée d'une manière directe correspond essentiellement à la macroporosité, alors que la perméabilité formulée dans la théorie de Terzaghi est celle qui correspond à l'expulsion de l'eau des pores de différentes dimensions, y compris les plus petites (de Josselin de Jong, 1968).

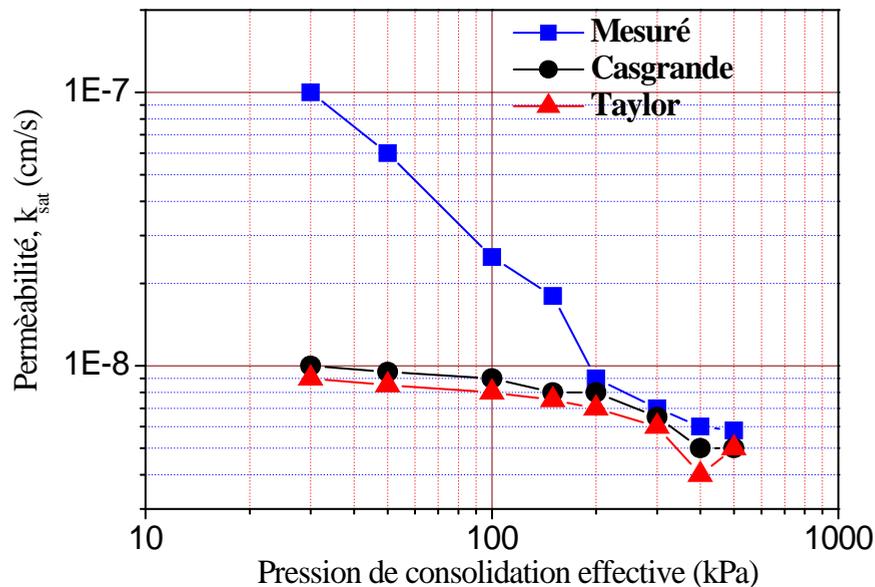


Figure III.28 : Comparaison entre les coefficients de perméabilité mesurés et calculés à partir de C_v ($w_i = 20\%$). Daoud, 1996)

Les courbes de compressibilité pour les différents mélanges sont représentées dans la figure III.29.

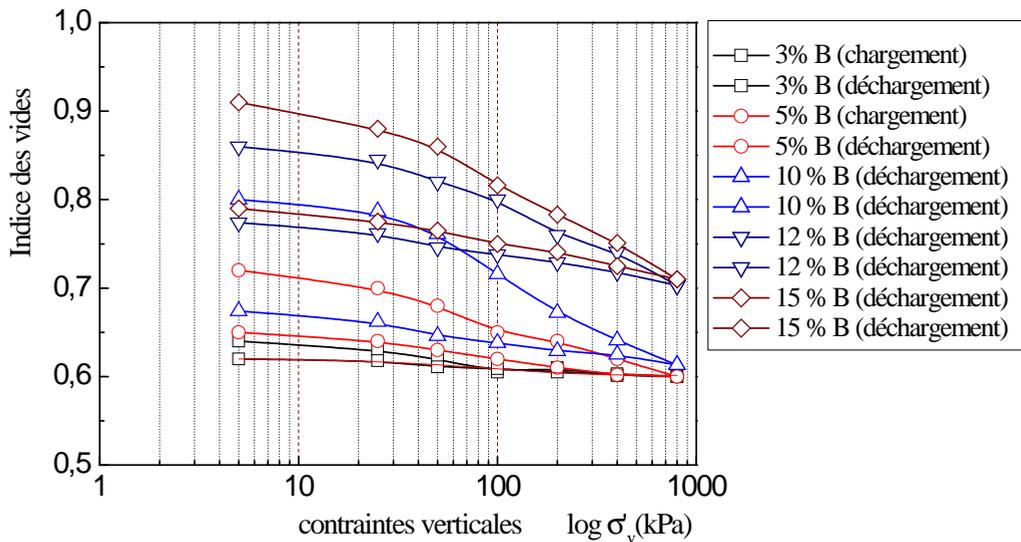


Figure III.29. Courbes de compressibilité œdométriques des mélanges sable de dune-bentonite (Gueddouda et al., 2010. b)

5.1. Variation de l'indice des vides initial des mélanges sable de dune-bentonite

La variation de l'indice des vides initial des mélanges sable de dune-bentonite est représentée graphiquement sur la figure III.30.

On remarque que l'indice des vides initial croit avec le pourcentage de bentonite additionné (> 3%). Il passe de 0,65 à 2,11 pour les pourcentages de bentonite variant de 0 à 100%. Dans notre cas, l'augmentation de l'indice des vides est décrite par une loi linéaire dans le domaine des pourcentages de bentonite ajoutés.

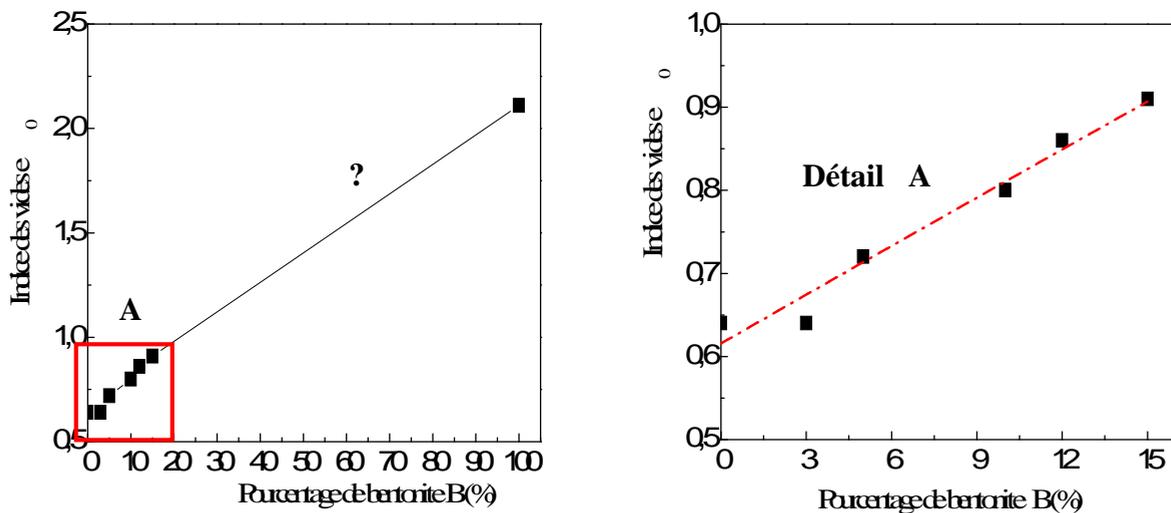


Figure III.30 : Variation des indices des vides initiaux des mélanges sable de dune –bentonite en fonction du pourcentage de bentonite

5.2. Variation des coefficients de compressibilité et de gonflement des mélanges sable-bentonite

A partir des courbes de compressibilité, on peut déterminer les coefficients C_c et C_s graphiquement dans le plan $(e-\log\sigma')$ qui représentent les pentes de chargement et déchargement. Les variations des coefficients de compressibilité et de gonflement en fonction du pourcentage de bentonite ajouté aux mélanges sont représentées graphiquement sur les figures III.31 et III.32.

D'après la figure III.31, on remarque que les coefficients de compressibilité augmentent avec le pourcentage de bentonite. Les mêmes interprétations sont obtenues pour la variation des coefficients de gonflement (C_s) des mélanges sable de dune- bentonite (figure III.32).

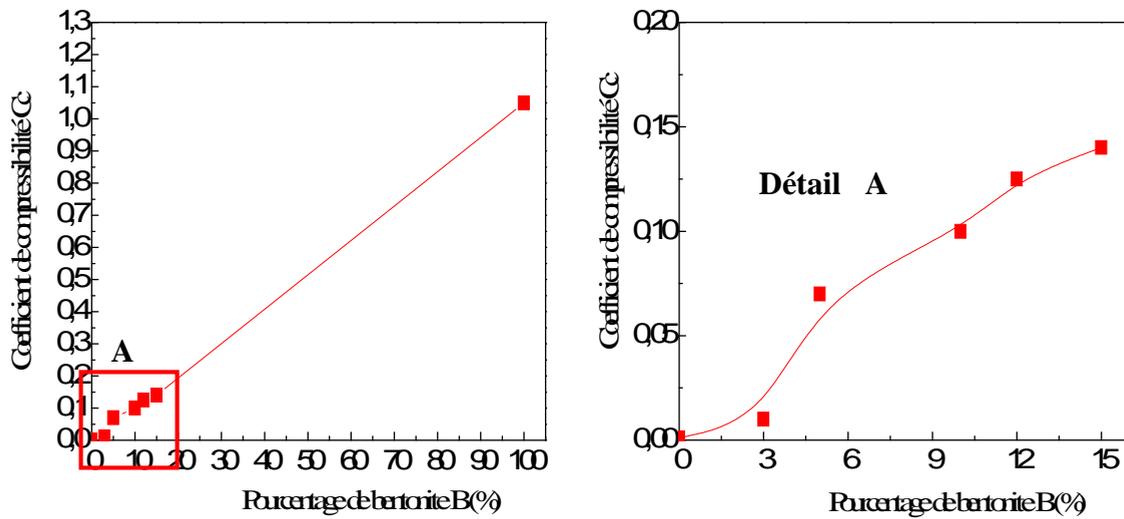


Figure III.31 : Variation des coefficients de compressibilités (C_c) des mélanges s/b

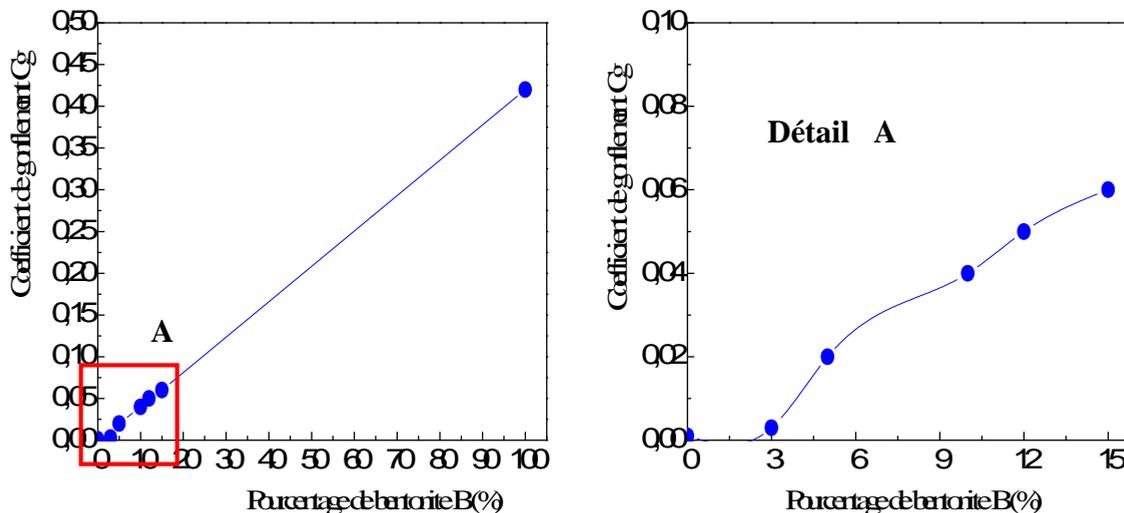


Figure III.32 : Variation des coefficients de gonflement (C_s) des mélanges s/b

5.3. Variation du coefficient de consolidation C_v

Le coefficient de consolidation C_v est un paramètre très important pour l'estimation de la conductivité hydraulique, il est fonction de la hauteur de l'échantillon H_0 et t_{90} (méthode de Taylor). Sa valeur est donnée par l'expression suivante:

$$C_v = \frac{0,848 \times H_0^2}{4 \times t_{90}} \quad \text{III.13}$$

H_0 : hauteur de l'échantillon ($H_0 = 0,02 \text{ m}$)

La figure III.33 présente les méthodes de Taylor et de Casagrande pour la détermination du coefficient de consolidation C_v .

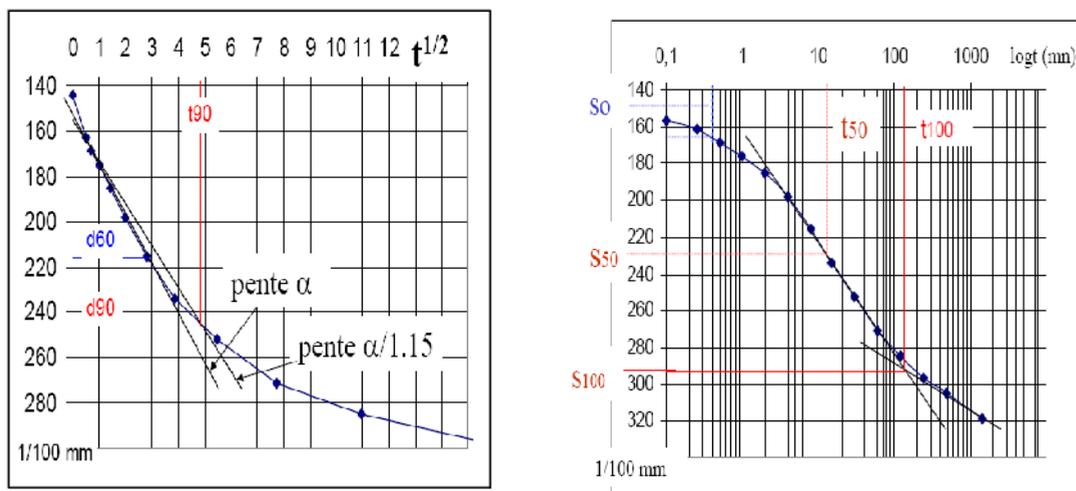


Figure III.33 : Courbes des tassements en fonction du temps (Claude Mieussens, 2003)

a- Méthode de Taylor ($\Delta h = f(\sqrt{t})$)

b- Méthode de Casagrande ($\Delta h = f(\log t)$)

Les résultats de la variation des coefficients de consolidation des mélanges sable de dune - bentonite en fonction de la contrainte verticale appliquée sont représentés graphiquement sur la figure III.34.

Le coefficient de consolidation (C_v) est inversement proportionnel au pourcentage de bentonite additionné. Pour des pressions verticales inférieures ou égales à 200 kPa, la variation de C_v est appréciable, tandis que pour des contraintes verticales supérieures à 200 kPa, cette variation semble être négligeable (c-à-d, les valeurs de C_v sont presque constantes).

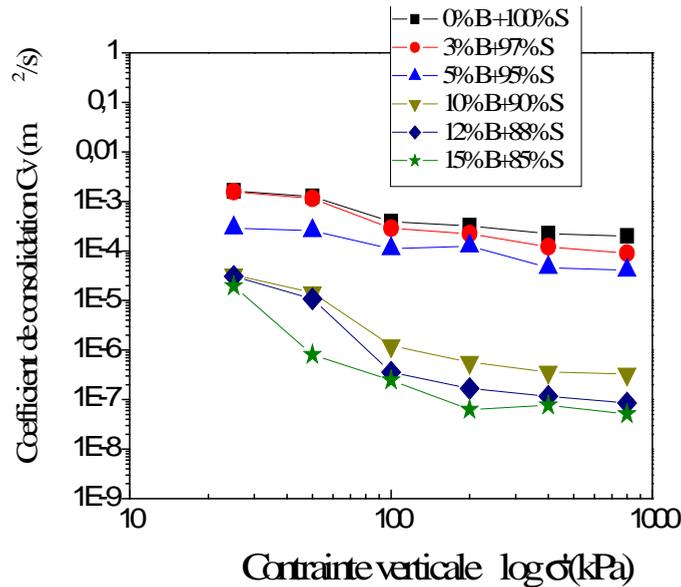


Figure III.34 : Variation des coefficients de consolidation (C_v) des mélanges sable de dune-bentonite en fonction de la contrainte verticale

5.4. Variation de la conductivité hydraulique des mélanges sable de dune - bentonite

L'application principalement visée est l'enfouissement des déchets ménagers et industriels qui nécessite suivant la réglementation, sur le fond et les flancs de l'installation de stockage, une barrière étanche de perméabilité à la saturation inférieure ou égale à 10^{-9} m/s.

L'estimation indirecte de la conductivité hydraulique à partir de l'essai oedométrique sur des échantillons remaniés basée sur des résultats graphiques (courbes de compressibilité et de consolidation) peut donner une estimation de la valeur de la conductivité hydraulique « k_{sat} ».

Les résultats de la conductivité hydraulique des mélanges sable de dune- bentonite en fonction des contraintes verticales appliquées sont présentés graphiquement dans la figure III.35.

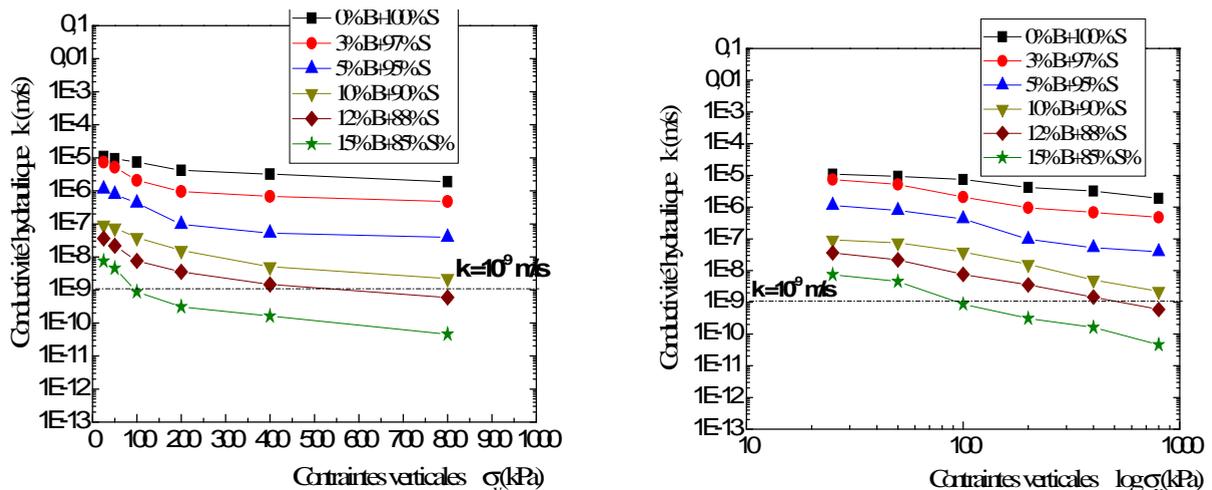


Figure III.35 : Conductivité hydraulique des mélanges S/B en fonction de la contrainte verticale appliquée (Gueddouda et al., 2008)

Les remarques à signaler sont :

- La conductivité hydraulique diminue avec la contrainte verticale appliquée;
- Pour des contraintes verticales appliquées supérieures à 200 kPa, la conductivité hydraulique tend vers un palier.

Pour un pourcentage de bentonite de 15 %, la conductivité hydraulique varie de 7×10^{-9} à 4×10^{-11} m/s pour les contraintes verticales variant de 25 à 800 kPa.

Pour notre cas, le pourcentage de bentonite à prendre en considération (pour le reste du travail) doit être supérieur ou égal à 12 %. D'où, on peut avancer que le mélange adopté est 85% de sable de dune + 15% de bentonite, c'est une première proposition, il reste de mesurer la conductivité hydraulique saturée par des méthodes directes et de confirmer ce pourcentage de bentonite.

6. Résistance au cisaillement des mélanges sable de dune-bentonite à teneur en eau de compactage

L'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande a pour objectif de déterminer la résistance au cisaillement du sol. En supposant les contraintes uniformément réparties sur la surface de rupture, on détermine la contrainte de cisaillement à la rupture (ou résistance au cisaillement) pour une contrainte normale donnée .

L'objectif de cette partie expérimentale, dans un premier temps, est la détermination des paramètres de résistance au cisaillement pour les différents mélanges sable de dune-bentonite, qui sont l'angle de frottement interne et la cohésion.

L'essai utilisé pour la détermination de ces paramètres est l'essai de cisaillement direct non consolidé non drainé (U.U).

6.1. 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 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 plane, on procède à l'arasage 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 sable-bentonite sont cisailés à leurs teneurs en eau de compactage. Les contraintes normales utilisées pour ces essais sont :
 $\sigma_1 = 100$ kPa ; $\sigma_2 = 200$ kPa ; $\sigma_3 = 300$ kPa

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

Remarque : La détermination des paramètres mécaniques du sable de dune est nécessaire pour pouvoir bien analyser les résultats. Les résultats des paramètres mécaniques du sable de dune sont résumés dans le tableau III.18. Le sable de dune présente un angle de frottement important (43 degrés), tandis que la valeur de la cohésion est très faible (13kPa).

Tableau III.18 : Paramètres mécaniques du sable de dune (Lamara et al., 2006)

ϕ_{pic}	$C_{pic}(kPa)$	$i_{max}(kPa)$	$i_{2max}(kPa)$	$i_{3max}(kPa)$
43	13	100	220	300

i_{max} : Contraintes tangentielles maximales

6.2. Mesure des paramètres mécaniques des mélanges bentonite-sable de dune

La détermination des paramètres mécaniques des mélanges bentonite-sable s'obtient en traçant les droites de Coulomb (courbes intrinsèques) dans un repère orthonormé qui présente, en abscisses les contraintes verticales (σ) et en ordonnées les contraintes de cisaillements maximales ($\tau_{i_{max}}$), (figures III.36).

Les pentes de ces droites représentent les tangentes des angles de frottement internes des mélanges sable-bentonite, d'une part, d'autre part, les cohésions C s'obtiennent par l'intersection de ces droites avec l'axe des ordonnées. Les résultats sont résumés dans le tableau III.19. Les valeurs de l'angle de frottement et de la cohésion sont obtenues analytiquement d'après la loi de coulomb :

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

III.14

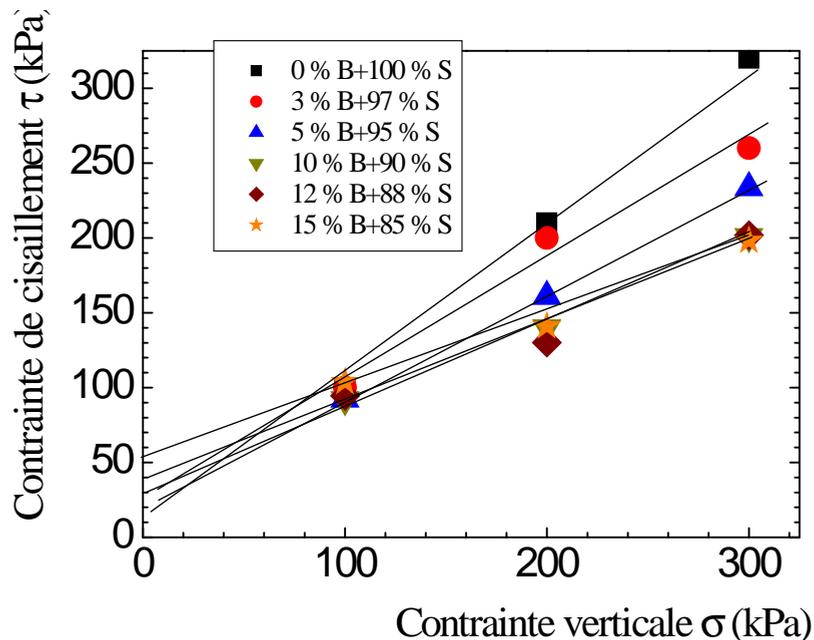


Figure III.36 : Essais de cisaillement à teneur en eau de compactage pour les mélanges sable de dune-bentonite

Tableau III.19 : Caractéristiques mécaniques des mélanges sable de dune-bentonite

	0%B	3 %B	5 %B	10 %B	12 %B	15% B
w_{opt} (%)	9,7	10,5	11,5	12,8	14,0	15,2
C (kPa)	13	18	22	33	41	57
ϕ (degré)	43	39	35	31	29	26

Les variations de l'angle de frottement et de la cohésion des mélanges bentonite-sable de dune en fonction du pourcentage de bentonite sont présentées graphiquement sur la figure III. 37.

L'angle de frottement des mélanges diminue avec le pourcentage de bentonite additionné, par contre la cohésion augmente. La diminution continue de l'angle de frottement s'explique par la décroissance de la fraction sableuse (génératrice de frottement) ainsi que par l'augmentation de la quantité d'eau qui réduit les frottements.

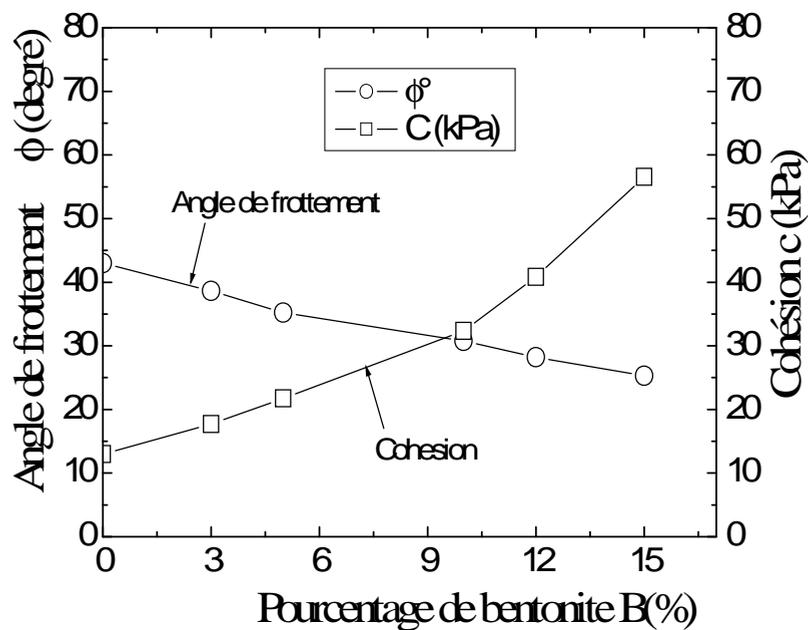


Figure III.37 : Variation de l'angle de frottement et la cohésion des mélanges s- b en fonction du pourcentage de bentonite

Il existe une relation fortement liée entre le taux de gonflement et l'angle de frottement. Lorsque l'angle de frottement diminue, le taux de gonflement augmente (figure III.38). La figure III.39 montre la variation de la conductivité hydraulique et le taux de gonflement en fonction du pourcentage de bentonite ajouté. Ceci montre que, plus le sol est gonflant, plus sa perméabilité saturée diminue.

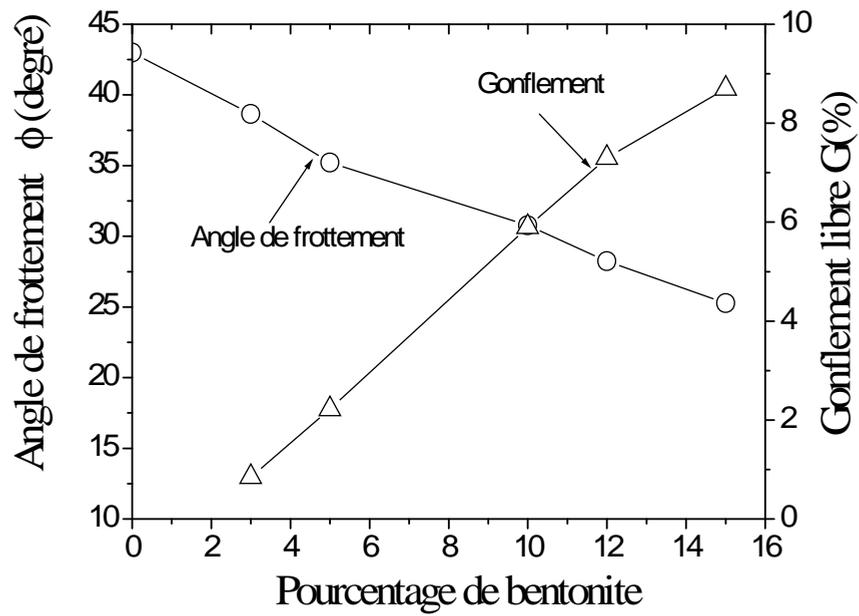


Figure III.38 : variation du taux de gonflement et l'angle de frottement en fonction du pourcentage de bentonite ajouté

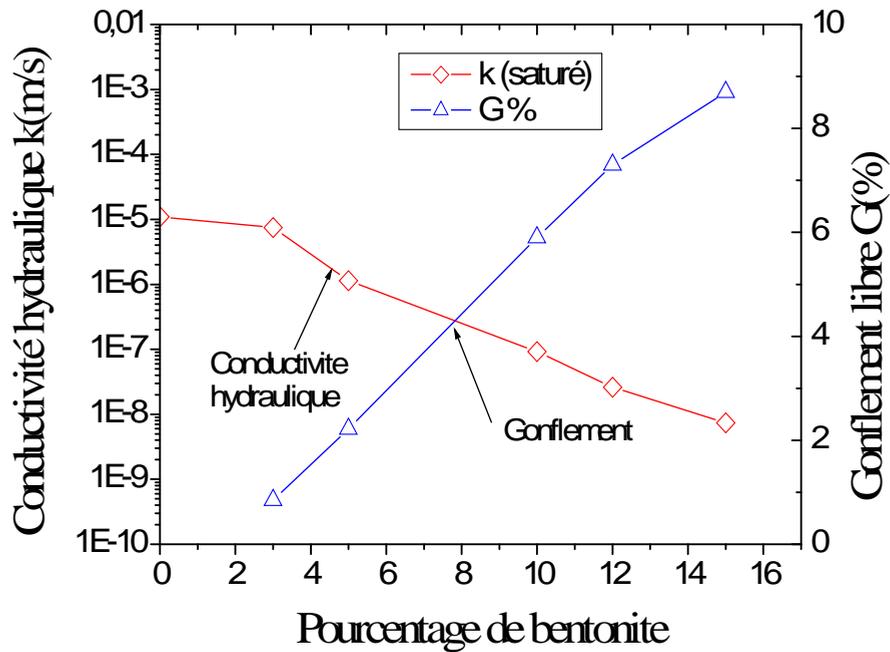


Figure III.39 : variation du taux de gonflement et la conductivité hydraulique en fonction du pourcentage de bentonite ajouté

7. Conclusion

Les essais de caractérisation réalisés sur les deux matériaux utilisés ont permis de signaler les constatations suivantes :

La classification des sols basée sur la surface spécifique totale montre que, la bentonite de Maghnia contient un fort pourcentage en Montmorillonite calcique. Les analyses chimiques du sable de dune ont montré que le sable de dune de Laghouat est un sable siliceux.

L'essai Proctor Normal réalisé sur les mélanges sable-bentonite a montré que la teneur en eau augmente avec le pourcentage de bentonite, par contre le poids volumique sec maximal diminue. Les résultats des essais de consistance réalisés sur les mélanges s/b ont montré d'après l'abaque de Casagrande que le mélange contenant 15 % de bentonite présente un état de sol plastique moyennement argileux.

Les mesures directes des paramètres de gonflement ont confirmé les estimations indirectes basées sur les propriétés physiques. Le mélange 85 % de sable de dune et 15 % de bentonite a présenté un taux de gonflement moyen qui est de l'ordre de 8,7 %.

Les essais œdométriques saturés réalisés sur les différents mélanges ont permis d'estimer les coefficients de perméabilité. Les résultats obtenus ont conduit à une formulation de 85 % de sable de dune et 15 % de bentonite satisfaisant en terme de perméabilité pour les barrières de stockage des déchets ménagers.

Les essais de cisaillement direct (UU) à teneur en eau de compactage sur les mélanges s/b compactés statiquement ont montré que l'angle de frottement des mélanges diminue avec le pourcentage de bentonite. La valeur de l'angle de frottement est conforme à l'ordre de grandeur recommandé pour les interfaces sols/géosynthétiques bentonitiques dans les CET de l'ordre de 26°. La formulation adoptée satisfait cette condition.

Finalement, on peut avancer que le mélange adopté est constitué de 85% de sable de dune - 15% de bentonite nommé $S_{85}B_{15}$. La suite du travail consiste à mesurer la conductivité hydraulique saturée par des méthodes directes et à confirmer le choix de cette formulation.

Chapitre IV :

Comportement hydrique du mélange sable de dune-bentonite

1. Introduction

L'une des conditions que doivent remplir les barrières d'étanchéité est d'avoir une perméabilité inférieure ou égale à 10^{-9} m/s. Cette règle a motivé la réalisation d'un grand nombre de travaux de recherche dès les années 70 pour mesurer ce paramètre pour des sols fins percolés soit avec de l'eau soit avec des lixiviats réels ou avec des solutions fabriquées en laboratoire. Les résultats obtenus à partir des études réalisées en laboratoire et in situ furent très importants pour l'amélioration de la qualité des projets de construction des barrières et de leur exécution.

Ce chapitre est réparti en trois volets. L'objectif du premier volet est de confirmer la valeur du coefficient de perméabilité du mélange 85% de sable + 15% de bentonite ($S_{85}B_{15}$) qui a été déterminée indirectement à partir de l'essai œdométrique (chapitre III).

Pour mesurer la valeur du coefficient de perméabilité de ce mélange, deux autres méthodes ont été utilisées. Dans le deuxième volet de ce chapitre, nous présentons le mode opératoire et les résultats des essais des chemins de drainage-humidification sur le même mélange à différents degrés de saturation, suivis d'une étude comparative entre les courbes de rétention 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 saturé sur le même mélange par la méthode des dessiccateurs à solutions salines saturées.

Remarque : Les détails sur les techniques expérimentales et les modes opératoires peuvent être d'une grande utilité pour les jeunes chercheurs.

2. Perméabilité saturée du mélange sable de dune- bentonite ($S_{85}B_{15}$)

La cellule de consolidation (œdomètre) peut être utilisée pour la mesure de la perméabilité des sols fins compactés ou intacts. L'œdomètre offre l'opportunité d'appliquer des efforts verticaux qui simulent ainsi les surcharges, de mesurer la variation de la hauteur de l'échantillon pendant l'essai de perméabilité et d'obtenir simultanément la courbe de compressibilité du sol. Malheureusement, les effets de la paroi ne sont pas évités avec ce type de perméamètre. 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 mouvement de l'eau dans un sol saturé est produit sous l'effet du gradient de potentiel dû aux forces de gravitation, aux pressions de l'eau et aux forces de frottement au niveau des grains, qui sont essentiellement liées à la viscosité. La relation qui lie le gradient de potentiel de l'eau au flux est définie par la loi de Darcy.

Dans cette partie, nous procédons à la mesure du coefficient de perméabilité sur le mélange adopté S₈₅B₁₅ en utilisant la paroi flexible, il s'agit de la cellule triaxiale. L'échantillon est enveloppé dans une membrane en latex. La cellule est remplie d'eau et mise sous pression pour plaquer la membrane sur l'échantillon et réduire le plus possible d'éventuels écoulements préférentiels.

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, 1994). Les inconvénients et les avantages de la cellule triaxiale sont cités dans le chapitre II (3.3.2).

Deux méthodes de mesure du coefficient de perméabilité ont été utilisées : méthodes en régime stationnaire et en régime transitoire. L'essai de perméabilité en régime permanent peut s'avérer simple à utiliser et fournir une très bonne estimation de la perméabilité à saturation d'un matériau. L'inconvénient majeur de cette technique est la durée de l'essai qui peut prendre plusieurs jours, voire plusieurs semaines. Dans la partie bibliographique de notre étude, nous avons présenté la méthode par choc impulsif qui constitue une alternative intéressante, surtout du point de vue de la durée d'essai.

2.1. Préparation des éprouvettes et description du matériel utilisé

2.1.1. Préparation des éprouvettes

La préparation des éprouvettes est effectuée sur le mélange de 85% de sable de dune de la région de Laghouat et 15% de bentonite de Maghnia selon les conditions Proctor Normal (teneur en eau optimale $w_{opt} = 15\%$ et poids volumique sec maximal $\gamma_{dmax} = 17 \text{ kN/m}^3$). La préparation comprend les étapes suivantes :

- Etuvage des deux matériaux ;
- Mélange manuel dans la proportion massique de 15% de bentonite et de 85% de sable de dune ;
- Ajout de la quantité d'eau déminéralisée nécessaire pour l'obtention de la teneur en eau correspondante à la teneur en eau optimale;
- Compactage statique à double piston dans un moule spécial de diamètre 35mm (figure IV.1). Les différentes pièces métalliques étant graissées au préalable par une graisse à base de silicone. La vitesse de déplacement de la presse est fixée à 1,14mm/s. Le compactage statique a été retenu car il permet d'obtenir des éprouvettes plus homogènes (Romero, 1999, Ghembaza et al., 2007 ; Gueddouda et al., 2007).



Moule utilisé pour le compactage statique



Echantillon préparé par compactage statique

Figure IV.1 : compactage statique des éprouvettes

2.1.2. Description du matériel utilisé

Pour mesurer le coefficient de perméabilité saturée, nous avons utilisé un Perméamètre à paroi flexible. Le dispositif expérimental est composé d'une cellule triaxiale de révolution de type Bishop- Wesley (figure IV.2), pilotée à l'aide de contrôleurs pression- volume (type GDS) et permettant de tester des échantillons de 35 ou 50 mm de diamètre et de hauteur H/D variable, dans notre cas $D= 35\text{mm}$ et $H = 70 \text{ mm}$.

La cellule triaxiale fabriquée en dural et en plexiglas renforcé, permet d'appliquer une contrainte de confinement isotrope (jusqu'à 1700 kPa). L'écoulement se fait verticalement (du bas en haut dans notre cas). Le contrôle et /ou la mesure de pression et/ou du volume d'eau est assuré par trois 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;
- Contrôleur 3 : Sert à appliquer une pression interstitielle u_s à la tête de l'échantillon et à mesurer le volume d'eau sortant de l'échantillon.

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 HP Agilent 34970A, permettant une fréquence d'acquisition de 10 Hz. Les contrôleurs pression- volume sont sensibles aux variations de la température. Comme les essais de perméabilité durent plusieurs semaines, nous avons isolé les réservoirs des contrôleurs avec des gaines de mousse de façon à minimiser cette perturbation.



Figure IV.2 : Cellule triaxiale pilotée par des contrôleurs pression- volume

2.2. Saturation des échantillons

L'expérience a montré que la non saturation de l'éprouvette entraînait une diminution très importante de la valeur de la perméabilité. En effet, Les bulles emprisonnées ont tendance à boucher les pores, d'où une diminution de k . C'est pourquoi, il faut s'assurer de la totale saturation de l'échantillon avant de mesurer sa perméabilité.

Pour déterminer le coefficient de perméabilité à saturation ($S_r=100\%$), on pourra avoir recours à différents modes de saturation proposés dans la littérature. Parmi ces modes, le plus souvent utilisé est la méthode de saturation par application des contres pressions.

Dans les sols, la méthode consiste à appliquer aux échantillons une contre pression afin de dissoudre l'air emprisonné dans le réseau poreux en permettant ou pas un écoulement à travers les échantillons, par application d'un gradient hydraulique.

L'efficacité de la méthode de saturation par contre- pression est évaluée en considérant l'évolution du coefficient de Skempton B en fonction de la contre pression appliquée. On constate que B est une fonction croissante de l'intensité de la contre- pression appliquée. La saturation sera donc d'autant plus complète que la contre- pression sera élevée.

Sur un plan pratique, la méthode de saturation par contre- pression est encore plus efficace quand l'écoulement à travers l'échantillon est autorisé pendant chaque incrément de contre-pression que lorsque cet écoulement est interdit.

Les incréments de contre-pression doivent être appliqués à l'échantillon à un rythme suffisamment lent pour éviter que la pression effective n'excède la valeur de la pression de consolidation à laquelle l'argile doit se trouver après saturation.

Enfin, une fois la saturation atteinte (B voisin de 1), il est indispensable de maintenir la contre- pression sur l'échantillon pendant toute la durée de l'essai de perméabilité. En effet, si la contre- pression était supprimée, l'air dissout formerait immédiatement des micro- bulles dans le réseau poreux de l'échantillon et provoquerait ainsi une baisse significative de la perméabilité mesurée.

La valeur finale de B mesurée est de 0.96 pour une contre pression de 160 kPa. La méthode et les étapes pour déterminer B sont décrites en annexe.

- **Phase de saturation par application des contres pressions**

Après la mise en place de l'échantillon à l'intérieur de la cellule triaxiale, une contrainte de confinement de 100 kPa est appliquée dans un premier temps afin de maintenir l'échantillon en place et pour qu'il n'y ait pas d'espace entre la membrane et l'échantillon.

Application d'une faible contre pression à la base de l'échantillon ($u_e = 20\text{kPa}$) dans le but d'éliminer les bulles d'air existant entre la membrane et l'échantillon.

Augmentation progressive de la contrainte de confinement et de la contre pression (toujours à la base) pour permettre le dégagement des bulles d'air existant dans les tubes de connection ($u_e = 30, 40 \text{ kPa}$) tout en conservant la contrainte effective moyenne constante et en maintenant le robinet de sortie ouvert ($u_s = 0 \text{ kPa}$).

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 IV.3 montre la variation du volume entrant en fonction du temps.

La contrainte de confinement finale dans la phase de saturation doit être égale ou supérieure à la pression de gonflement du mélange. La pression de gonflement du mélange 15%B + 85%S est de l'ordre de 170kPa qui a été déterminée à partir de la méthode du volume constant en utilisant l'œdomètre (Gueddouda et al. 2010 b).

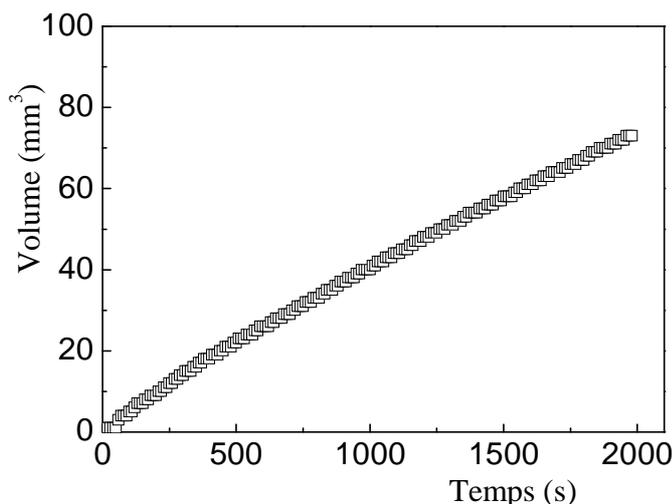


Figure IV.3 : Phase de saturation: variation de volume en fonction de temps
($u_e = 40$ kPa, $u_s = 0$ kPa, $\sigma_3' = 180$ kPa)

2.3. Mesure du coefficient de perméabilité en régime permanent

Dans le cadre de la mesure du coefficient de perméabilité saturée (k) du mélange en régime permanent (charge constante), on a étudié les effets suivants sur le coefficient de perméabilité :

- effet de la contrainte de confinement (σ_3) :

Après la phase de saturation, on applique la contrainte de confinement désirée et qui est toujours supérieure à la contre pression appliquée à la base de l'échantillon. On applique une contre pression à la sortie de l'échantillon égale à celle de la base ($u_e = u_s = 200$ kPa).

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 :

$$i = \frac{\Delta u}{\gamma_w H} \quad (\text{IV.1})$$

Avec :

γ_w : le poids volumique de l'eau [kN/m³]

Δu : La différence de pression entre les deux extrémités de l'échantillon ($u_e - u_s$) [kPa]

H : Hauteur de l'échantillon [m]

En maintenant u_s constante, on augmente u_e , dans notre cas $u_e=240\text{kPa}$, ($\Delta u=40\text{kPa}$). On maintient le gradient hydraulique constant ($\Delta u=40\text{kPa}$ constante, $i = 57,14$) et on augmente la contrainte de confinement σ_3 (tableau IV.1).

• **effet du gradient hydraulique (i)**

En maintenant la contrainte moyenne effective constante (σ_3') et on fait varier la pression u_e de manière à créer un gradient hydraulique, u_s toujours constant (tableau IV.1).

La contrainte effective isotrope moyenne s'exprime par la relation suivante:

$$\sigma_3' = \frac{(\sigma_3 - u_e) + (\sigma_3 - u_s)}{2} \quad (\text{IV.2})$$

2.4. Programme expérimental

Le programme expérimental consiste à réaliser deux séries d'essais, la première série consiste à voir l'effet de la contrainte de confinement et la deuxième série consiste à étudier l'effet du gradient hydraulique.

Au cours de l'essai, on note le temps "t", le volume injecté à la base de l'échantillon "Ve" et le volume recueilli à la tête de l'échantillon "Vs". La mesure est considérée comme correcte si le volume recueilli Vs est égal au volume injecté Ve et si le débit est constant pendant la mesure.

D'une autre manière, lorsque les deux volumes forment des pentes parallèles, dans ce cas là, on peut dire que le régime est permanent et on peut appliquer la loi de Darcy.

Pour la détermination de la perméabilité en saturé, 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 [mm³]
- on détermine le débit de l'écoulement ($q = \Delta V / \Delta t$), q [mm³/s]
- on détermine la vitesse de l'écoulement ($v = q / A$), avec A : la section droite de l'échantillon, dans notre cas $D = 35\text{mm}$ d'où $A = 961,625\text{ mm}^2$
- on détermine la valeur de k à partir de loi de Darcy:

$$v = k.i \quad (\text{IV.3})$$

Le programme expérimental pour la mesure de la perméabilité en régime permanent est résumé dans le tableau IV.1:

Tableau IV.1 : programme expérimental des essais de perméabilité en régime permanent

	σ_3 (kPa)	u_e (kPa)	u_s (kPa)	Δu (kPa)	i	σ_3' (kPa)
Gradient hydraulique constant	200	40	0	40	57,14	180
	420	240	200	40	57,14	200
	620	240	200	40	57,14	400
	820	240	200	40	57,14	600
	1020	240	200	40	57,14	800
	1220	240	200	40	57,14	1000
	1520	240	200	40	57,14	1300
Contrainte moyenne effective constante	620	240	200	40	57,14	400
	640	280	200	80	114,28	400
	660	320	200	120	171,42	400
	675	350	200	150	214,28	400

2.5. Présentation des résultats

2.5.1. Effet de la contrainte moyenne effective

Pour déterminer la perméabilité en régime permanent (charge hydraulique constante), on applique une contrainte de confinement σ_3 , puis on applique des pressions à l'entrée et à la sortie de l'échantillon de telle manière que u_e soit supérieur à u_s , la contrainte de confinement est supérieure aux pressions de l'eau appliquées.

Dans le premier cas, on maintient la variation des deux pressions constantes et on fait varier la contrainte moyenne effective.

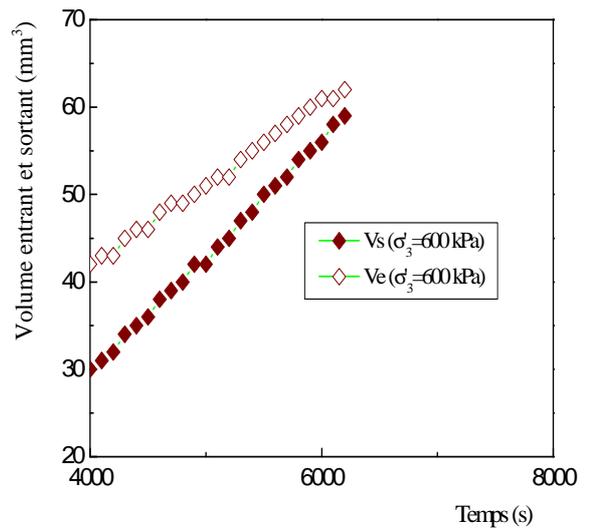
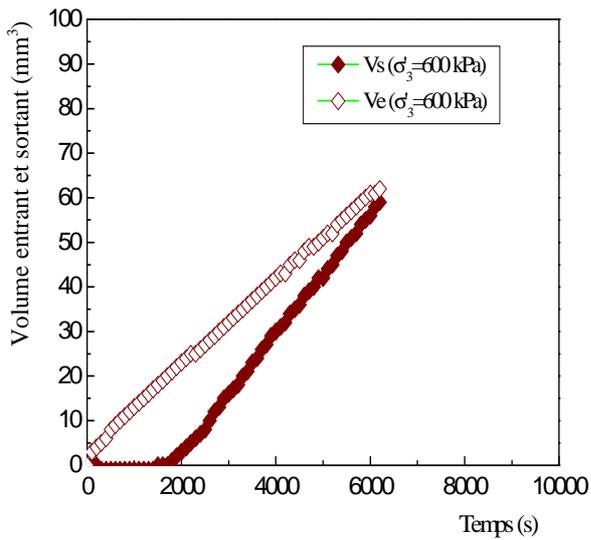
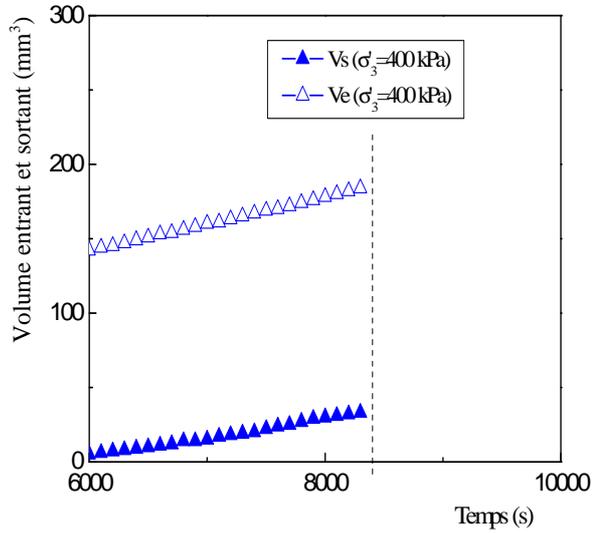
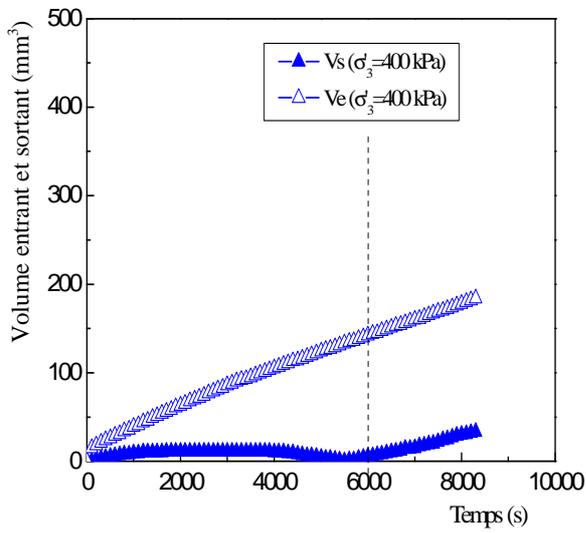
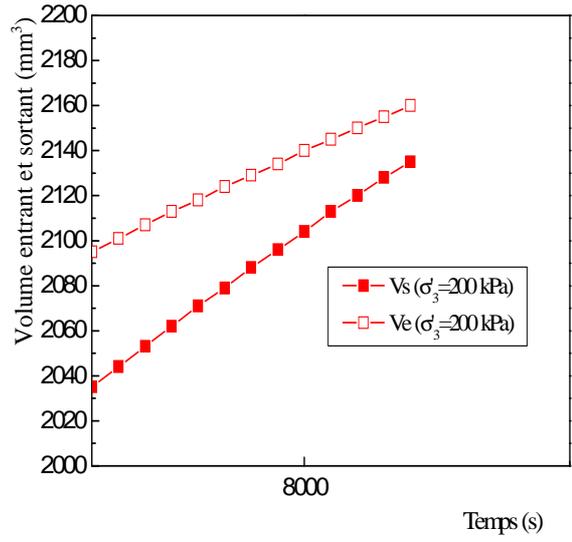
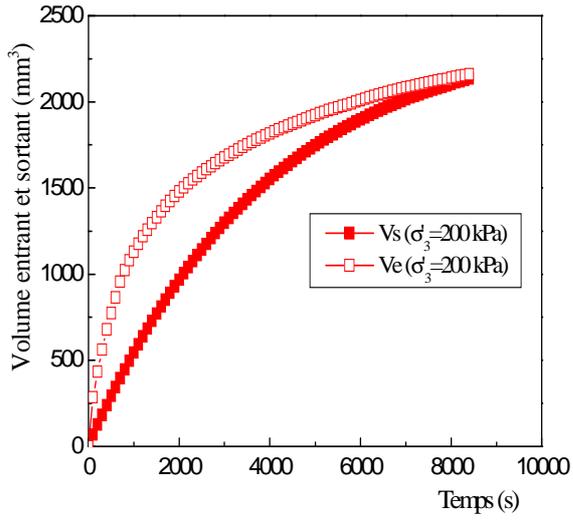
La figure IV.4 montre les variations des volumes sortants et entrants en fonction du temps pour une variation de pression $\Delta u = 40\text{kPa}$ ($i = 57,14$) et pour différentes contraintes moyennes effectives variant de 200 à 1300 kPa.

On note au début de l'injection des pressions à la base et à la tête de l'échantillon des perturbations. Après stabilisation, les deux volumes entrant et sortant convergent vers une même valeur. Les résultats ne seront exploitables que dans la partie où on remarque que les deux volumes forment des pentes parallèles ou confondues.

Dans la même figure IV.4, nous avons présenté les courbes zoomées dans la partie exploitable pour le calcul de la perméabilité.

Dans la figure IV.4, nous avons présenté les courbes zoomées dans la partie exploitable pour le calcul de la perméabilité.

La figure IV.5 montre la variation des débits entrants et sortants en fonction du temps.



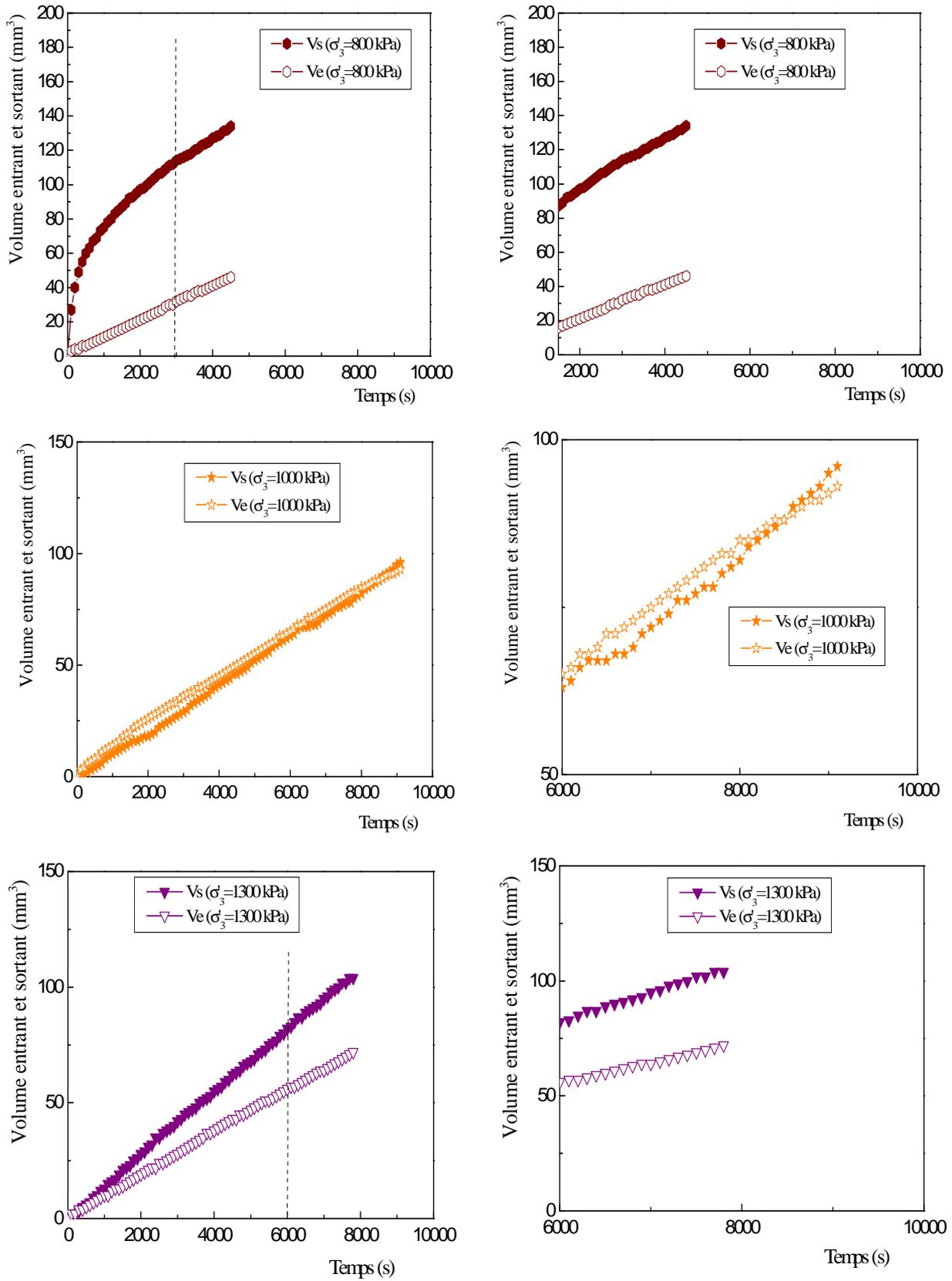


Figure IV.4 : Variation des volumes entrants et sortants en fonction du temps pour $\Delta u = 40$ kPa et pour différentes contraintes moyennes effectives (Gueddouda et al., 2009)

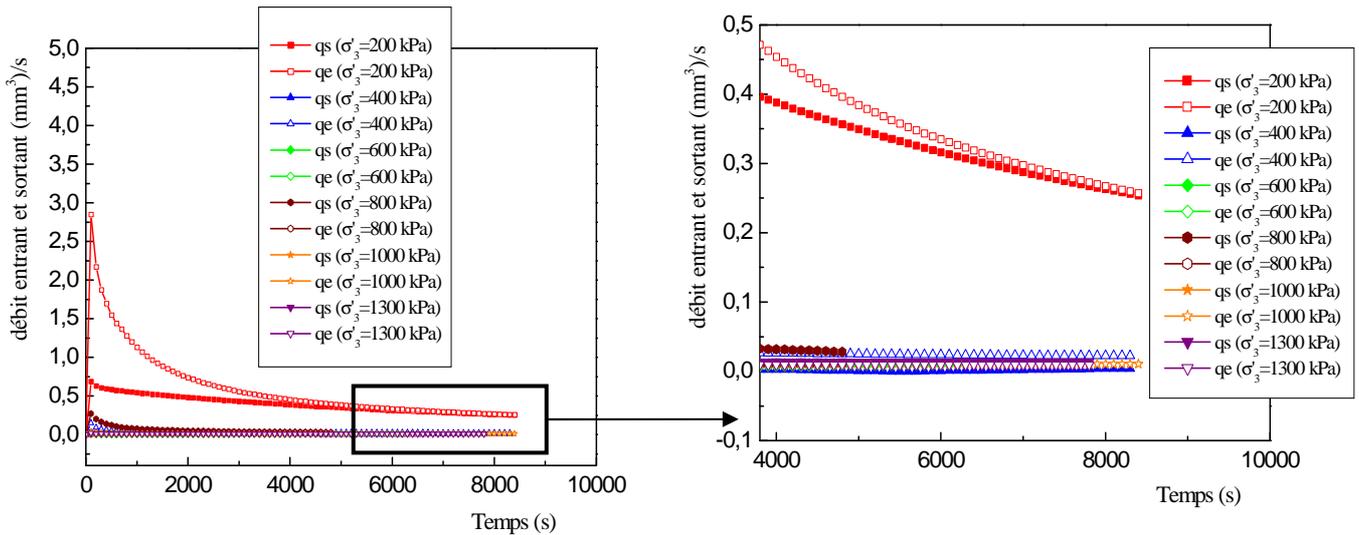


Figure IV.5 : Variation des débits entrants et sortants en fonction du temps pour $\Delta u = 40$ kPa et pour différentes contraintes moyennes effectives

Les résultats de la perméabilité pour différentes contraintes moyennes effectives et un gradient hydraulique constant (Δu constante = 40 kPa et $i=57.14$) sont résumés dans le tableau IV.2. La variation de la perméabilité pour différentes contraintes moyennes effectives est représentée graphiquement dans la figure IV.6.

Tableau IV.2 : Perméabilité pour différentes contraintes moyennes effectives ($i = 57,14$)

σ'_3 (kPa)	k (m/s)
200	$4,6 \cdot 10^{-09}$
400	$2,4 \cdot 10^{-10}$
600	$1,8 \cdot 10^{-10}$
800	$1,7 \cdot 10^{-10}$
1000	$1,7 \cdot 10^{-10}$
1300	$1,1 \cdot 10^{-10}$

On constate à partir de la figure IV.6 que, l'effet de la contrainte de confinement sur la perméabilité est remarquable pour les contraintes inférieures à 400 kPa, au-delà de cette contrainte, on constate que la perméabilité varie peu, cela est dû à la forte consolidation de l'échantillon.

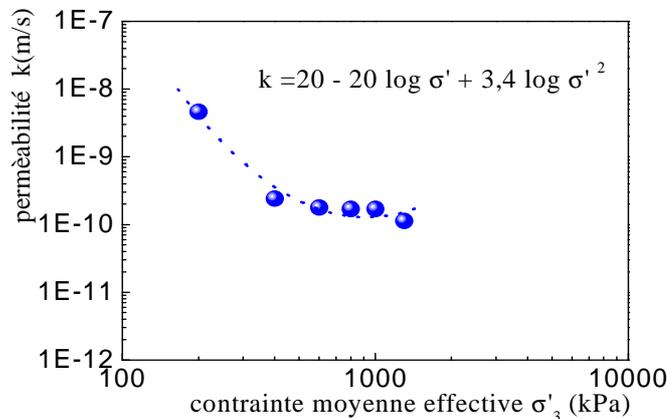


Figure IV.6: variation de perméabilité en régime permanent en fonction de la contrainte moyenne effective ($i = 57,14$) (Gueddouda et al.2009)

2.5.2. Effet du gradient hydraulique

Dans la deuxième partie des mesures du coefficient de perméabilité saturé, on maintient la contrainte moyenne effective constante (dans notre cas $\sigma' = 400\text{kPa}$) et on fait varier la pression d'entrée u_e , c.-à-d., on fait varier le gradient hydraulique. La figure IV.7 montre la variation des volumes sortants et entrants en fonction du temps (le gradient hydraulique varie de 57,14 à 214,28).

Les mêmes remarques sont à signaler, les résultats ne seront exploitables que dans la partie où on remarque que les deux volumes forment des pentes parallèles.

La figure IV.8 représente les valeurs des vitesses d'écoulement à travers l'échantillon en fonction du gradient hydraulique.

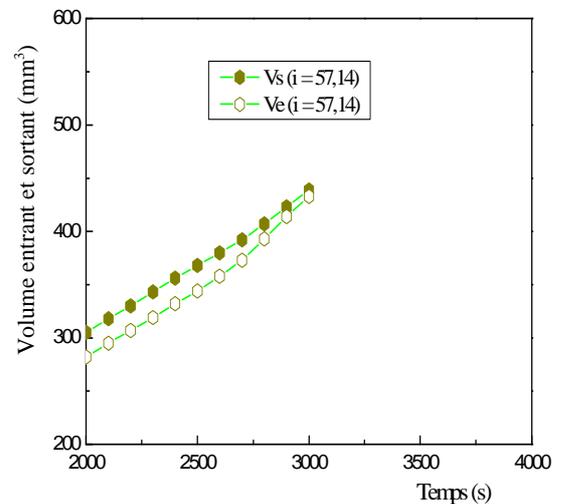
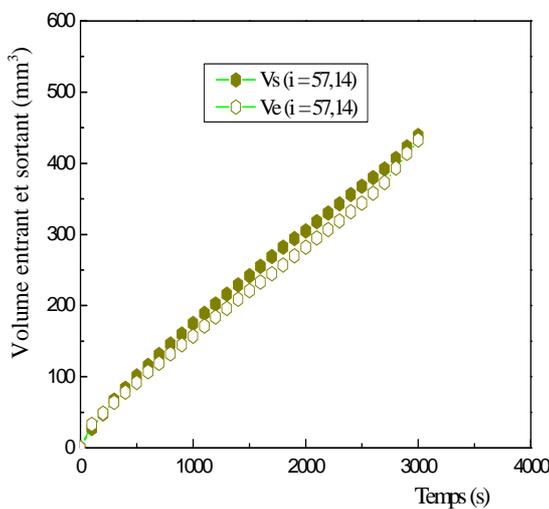
Dans notre cas, une relation linéaire semble être une bonne approximation des points expérimentaux. Ces constatations nous amènent à conclure que dans notre cas monodimensionnel et pour la gamme des gradients testés, la loi de Darcy est valable.

On constate donc que :

- La relation entre la vitesse d'écoulement et le gradient hydraulique est linéaire :

$$v = 7,2 \cdot 10^{-10} \cdot i$$

- La droite passe par l'origine des coordonnées.



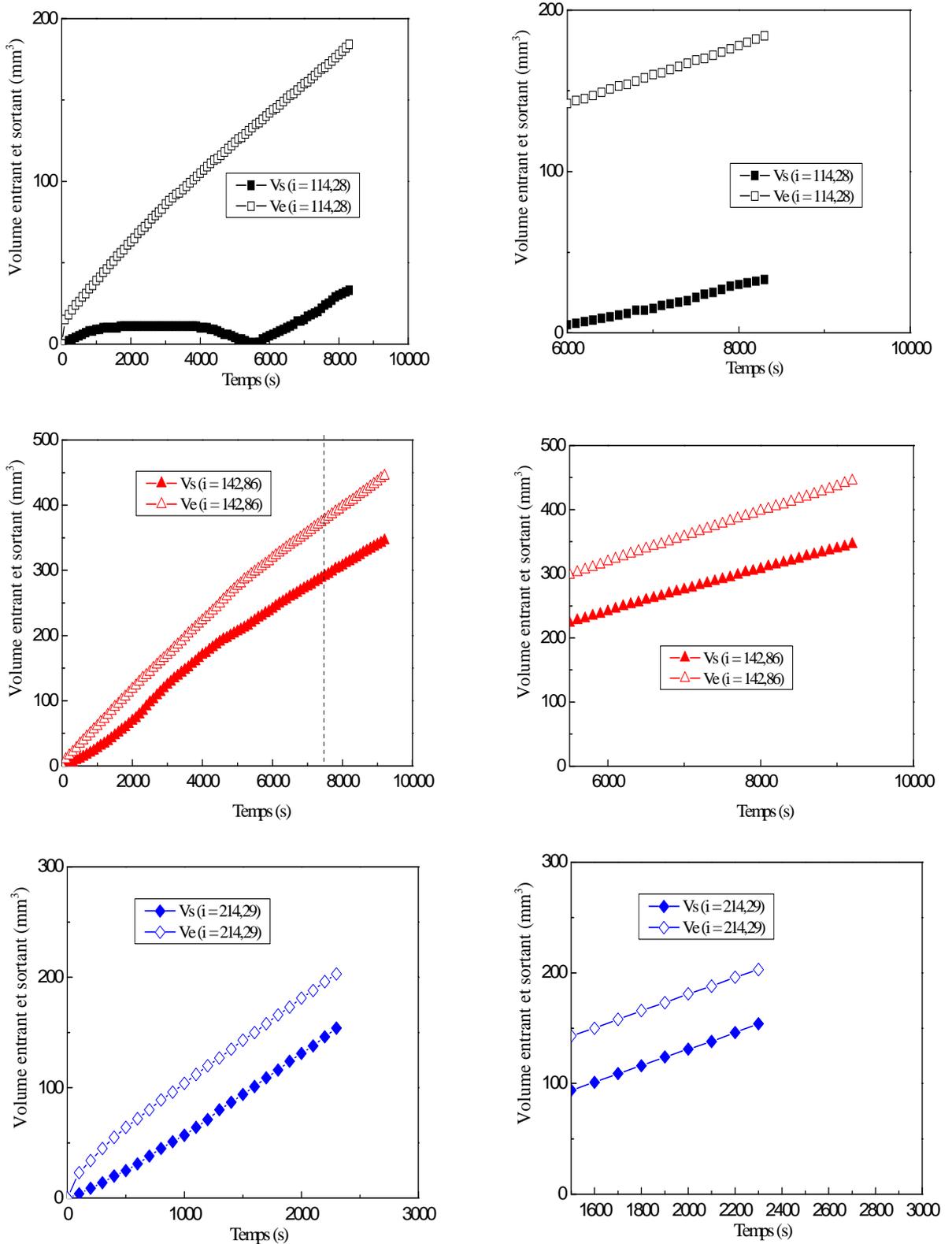


Figure IV.7: Variation des volumes entrants et sortants en fonction du temps pour une contrainte moyenne effective constante $\sigma'_3 = 400 \text{kPa}$ et pour différents gradients hydrauliques

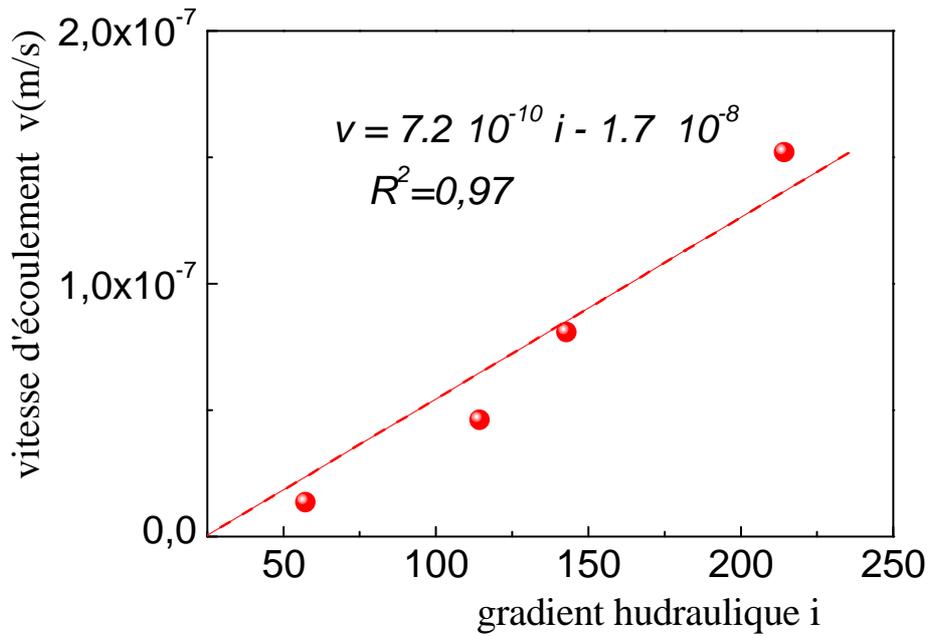


Figure IV.8 : Variation de la perméabilité en régime permanent en fonction du gradient hydraulique ($\sigma'_3 = 400$ kPa)

Les résultats de la perméabilité en fonction du gradient hydraulique sont résumés dans le tableau IV.3 et seront représentés graphiquement dans la figure IV.9.

Tableau IV.3 : Perméabilité en fonction du gradient hydraulique pour une contrainte moyenne effective constante ($\sigma'_3 = 400$ kPa)

i	k(m/s)
57,14	$2,4 \cdot 10^{-10}$
114,28	$2,2 \cdot 10^{-10}$
142,86	$4,5 \cdot 10^{-10}$
214,28	$6,0 \cdot 10^{-10}$

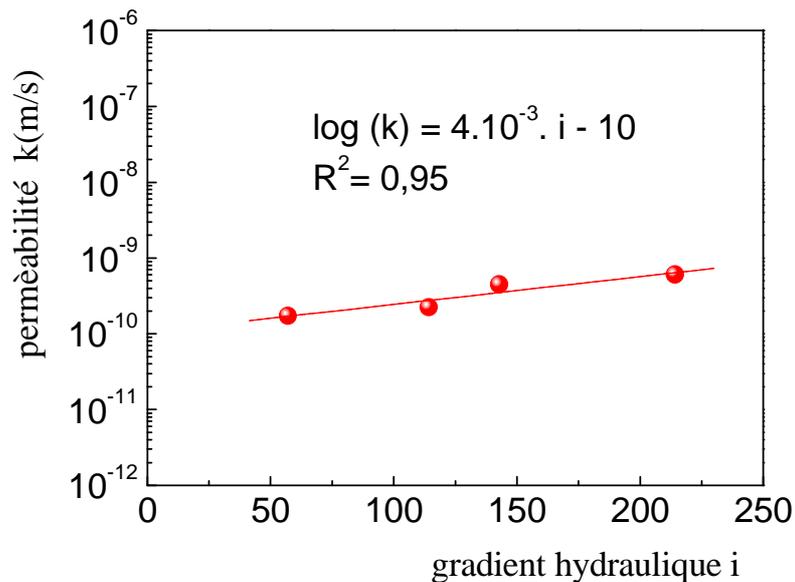


Figure IV.9 : Variation de la perméabilité en régime permanent en fonction du gradient hydraulique ($\sigma'_3 = 400$ kPa) (Gueddouda et al .2010 a)

on constate à partir de la figure IV.9 qu'il n'y a pas un effet du gradient hydraulique sur la perméabilité (perméabilité croît légèrement). La perméabilité varie entre $1,7 \cdot 10^{-10}$ et $6 \cdot 10^{-10}$ m/s.

2.5.3. Relation entre les paramètres (e , k , i et σ'_3)

Daoud, 1996 a réalisé des essais de perméabilité sur des éprouvettes de limon argileux de Xeully compactées à différentes teneurs en eau. Les résultats ont été représentés dans les deux plans $[\log \sigma'_3, e]$ et $[\log k, e]$. Afin d'observer l'évolution de la perméabilité en fonction de la contrainte de confinement effective, elle a représenté ces résultats dans le plan $[\log \sigma'_3, \log k]$. On constate que la relation entre l'indice des vides, la perméabilité et la contrainte σ'_3 comporte deux domaines relativement linéaires. Le point de changement de pente correspond à la valeur de l'indice des vides à la pression de préconsolidation (figure IV.10).

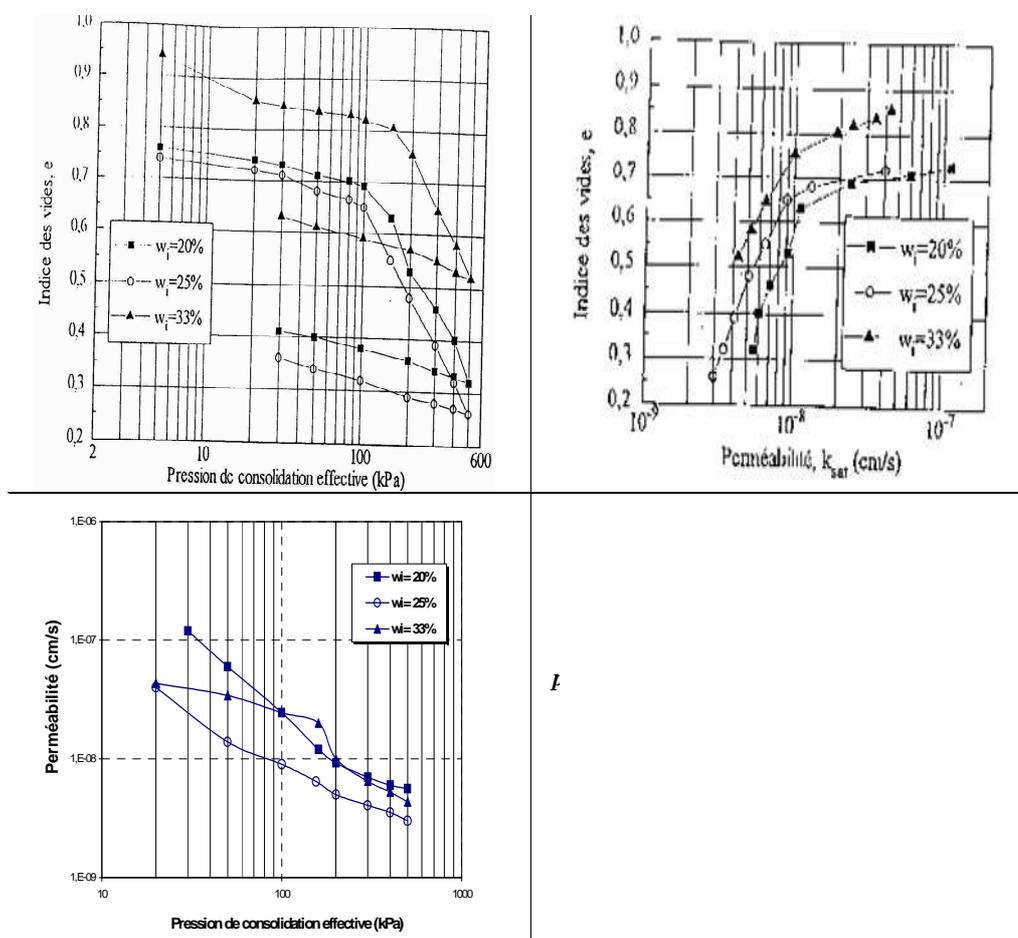


Figure IV.10 : Variation de la perméabilité en fonction de l'indice des vides (Daoud, 1996)

On peut noter que, dans le cas des sols fins, la linéarité de la relation entre l'indice des vides (e), la perméabilité (k) et la contrainte effective isotrope (σ'_3) dans les plans $[\log \sigma'_3, e]$, $[\log k, e]$ et 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. Le principe de l'évolution de l'indice des vides, de la perméabilité et de la contrainte de confinement effective dans le cas des sols fins est présenté sur la figure IV.11 (Sayad- Giadi 2003).

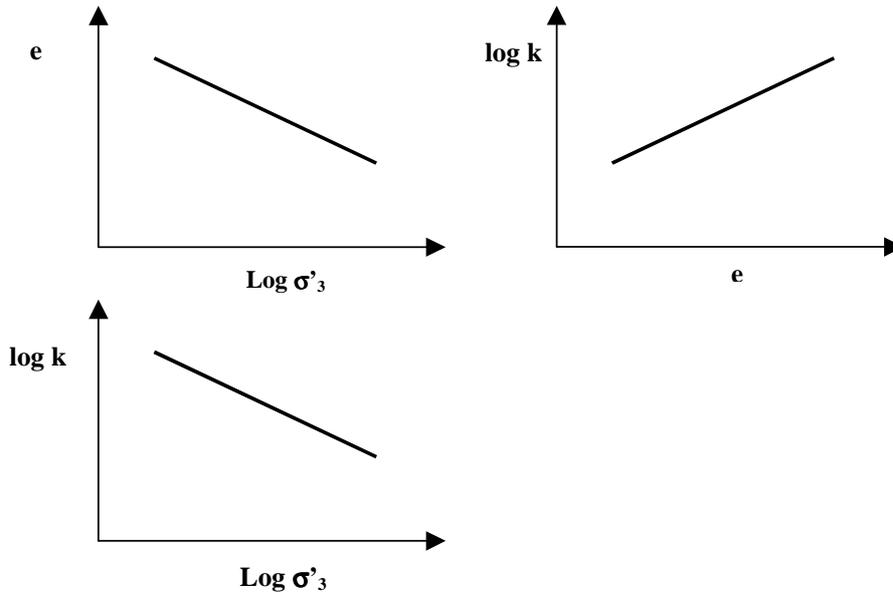


Figure IV.11 : Principe de l'évolution de l'indice des vides de la perméabilité et de la contrainte de confinement effective dans le cas des sols fins.

✓ *Gradient hydraulique constant (contrainte moyenne effective variable)*

En représentant l'indice des vides en fonction du logarithme de la contrainte moyenne effective (figure IV.12) et en fonction du logarithme du coefficient de perméabilité, (figure IV. 13), on constate que l'indice des vides décroît quand la contrainte moyenne effective augmente. Cette diminution est due à la fermeture de l'espace poreux et entraîne la diminution de la perméabilité. On constate également que cette diminution est linéaire dans les deux plans.

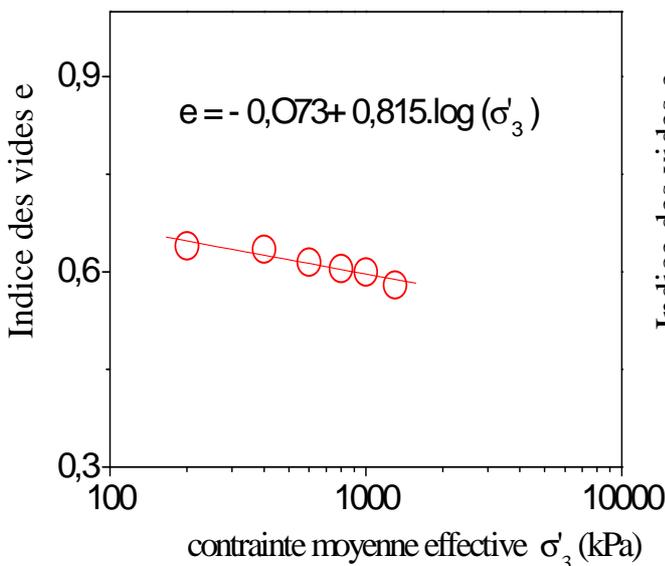


Figure IV.12: Variation de l'indice des vides en fonction de la contrainte moyenne effective pour $i = 57,14$

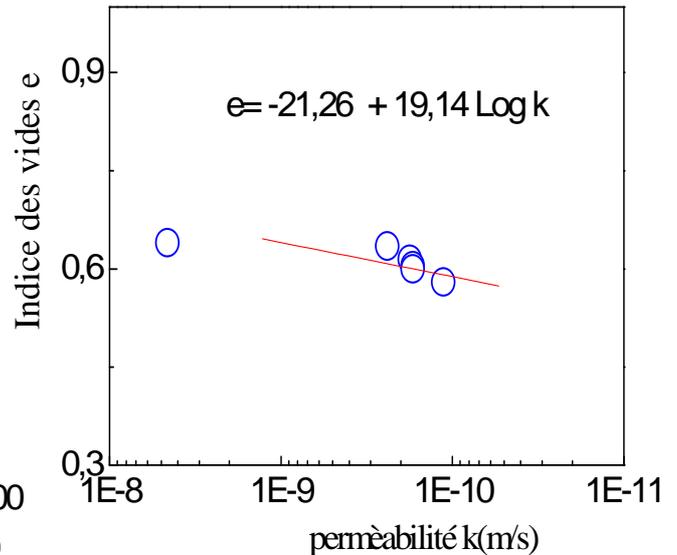


Figure IV.13: Variation de l'indice des vides en fonction de la perméabilité pour différentes contraintes moyennes effectives ($i=57.14$)

✓ **Contrainte moyenne effective constante (gradient hydraulique variable)**

La figure IV.14 montre la variation de l'indice des vides en fonction du gradient hydraulique (plan semi logarithmique), où on constate une diminution très faible de l'indice des vides.

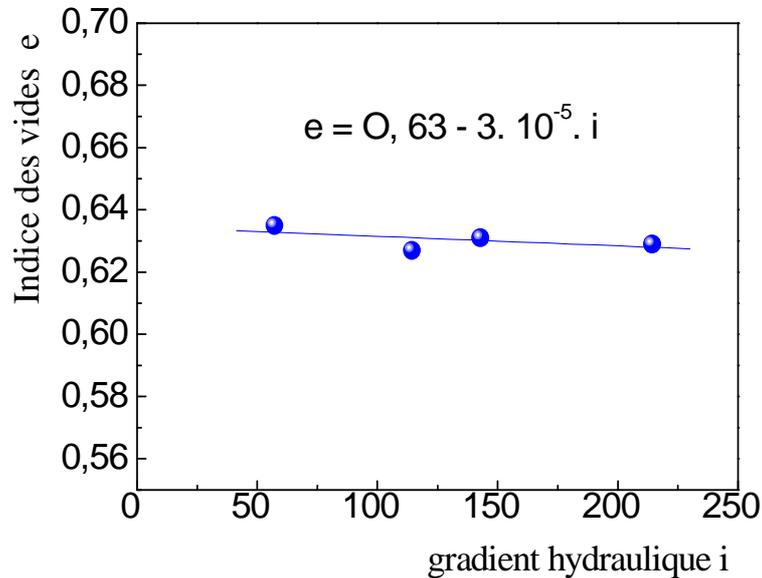


Figure IV.14 : Variation de la perméabilité en régime permanent en fonction du gradient hydraulique ($\sigma'_3 = 400$ kPa) (Gueddouda et al .2010 a)

2.6. Mesure de la perméabilité en régime transitoire (méthode pulse)

2.6.1. Principe de la méthode

Du fait des temps d'essai courts comparés aux autres procédés, cette méthode est très utile pour obtenir une première estimation de la perméabilité. Le principe de l'essai par choc impulsionnel appelé aussi « pulse test » consiste à soumettre un échantillon de sol à une pression différentielle instantanée à l'une de ses extrémités (appelée réservoir supérieur). L'observation de la dissipation de la pression en fonction du temps permet la détermination de la perméabilité (figure IV.15).

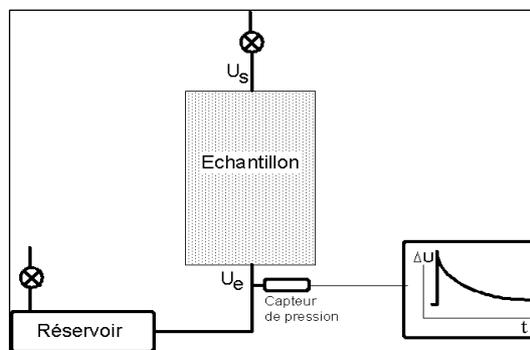


Figure IV.15: Principe du « *Pulse Test* »

2.6.2. Dispositif de mesure et mode opératoire

Pour comparer les résultats des valeurs de perméabilité à celles de l'essai en régime permanent, il était nécessaire d'effectuer le pulse test sur le même échantillon. La disposition générale des appareillages est la même que celle utilisée dans l'essai en régime permanent (dans la même cellule triaxiale « Bishop »). Les éléments essentiels sont :

- ◆ Un perméamètre ;
- ◆ Trois contrôleurs pression- volume ;
- ◆ Un capteur de pression branché à la base de l'échantillon ;
- ◆ Une centrale d'acquisition HP Agilent 34970A, permettant une fréquence d'acquisition de 10 Hz.

2.6.3. Protocole de l'essai

Les étapes du protocole expérimental de l'essai pulse sont résumées comme suit:

1. Robinets « *R1* » et « *R2* » ouverts : On applique à l'aide des contrôleurs CPV (*contrôleur pression-volume*) une contrainte de confinement σ_3 et une pression interstitielle ($u = u_e = u_s$) de façon à confiner l'échantillon à la contrainte moyenne effective souhaitée $\sigma'_3 = \sigma_3 - [(u_e + u_s)/2]$;
2. On déclenche l'acquisition des données du capteur de pression à la fréquence de 10Hz (1 mesure / 0.1 seconde) ;
3. On ferme le Robinet « *R1* », en maintenant la pression à la sortie u_s constante ;
4. appliquer un incrément de pression Δu en amont du circuit de façon à avoir $u_e = u_s + \Delta u$;
5. **On ouvre et on referme** instantanément le robinet « *R1* » pour appliquer le choc impulsionnel à la base de l'échantillon ;
6. On poursuit l'enregistrement de la dissipation de l'incrément Δu à l'aide du capteur de pression jusqu'à atteindre de nouveau $u = u_e = u_s$.

Le principe de l'essai pulse est présenté dans la figure IV.16.

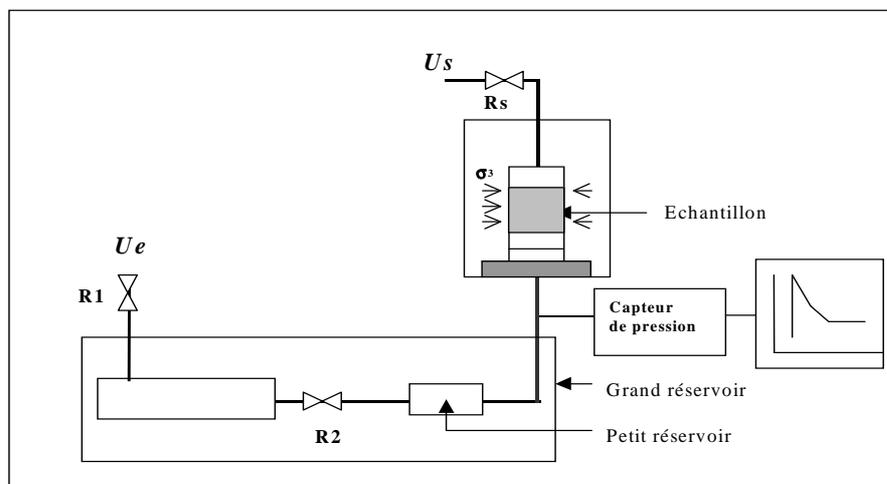


Figure IV.16: Schéma de principe de l'essai Pulse

L'interprétation de l'essai pulse est basée sur l'analyse de l'évolution de la vitesse d'infiltration déduite de la dissipation de la pression en fonction du temps. La méthode d'interprétation est citée dans le chapitre II (3.4.2.1).

2.6.4. Programme expérimental

Le programme expérimental consiste à réaliser deux séries d'essais de mesure du coefficient de perméabilité, la première série vise à voir l'effet de la contrainte de confinement (contrainte moyenne effective) et la deuxième série à voir l'effet de la variation de pression Δu (le pulse).

Le programme expérimental pour la mesure du coefficient de perméabilité en régime transitoire (méthode pulse) est résumé dans le tableau IV.4:

Tableau IV.4 : Programme expérimental des essais de perméabilité en régime transitoire

	σ_3 (kPa)	u_e (kPa)	u_s (kPa)	Δu (kPa)	σ_3 (kPa)
Variation de la pression (Δu) constante	600	200	200	50	400
	800	200	200	50	600
	1000	200	200	50	800
	1200	200	200	50	1000
	1500	200	200	50	1300
Contrainte moyenne effective constante	600	200	200	30	400
	600	200	200	50	400
	600	200	200	100	400
	600	200	200	150	400

2.6.5. Présentation des résultats

2.6.5.1. Effet de la contrainte de confinement (gradient hydraulique constant)

La figure IV.17 montre l'évolution de la pression en fonction du temps pour chaque contrainte de confinement appliquée (de 400 à 1300 kPa). On constate que le temps de stabilisation de la pression ($u_e = u_s$) est compris entre 2000 et 3000s (moins d'une heure).

Les perméabilités ont été déduites des courbes de dissipation et représentées dans le plan $[t, \log k]$. Pour interpréter les résultats des essais de perméabilité, ils seront exploités à partir du début de la chute de pression (figure IV.18). Le tableau IV.5 présente la perméabilité pour chaque contrainte moyenne effective.

Les valeurs des perméabilités calculées à partir des incréments de temps Δt présentent une dispersion bien marquée dans les premières dizaines de secondes suivies d'une tendance vers un palier de stabilisation de ces fluctuations au bout de 400 secondes environ. Pour chaque courbe de dissipation, nous avons estimé la valeur de la perméabilité moyenne notée k_{moy} en ne retenant que le palier de stabilisation.

La perméabilité est constante pour les contraintes supérieures à 400 kPa. Elle est de l'ordre de $2 \cdot 10^{-09}$ m/s (figure IV 19).

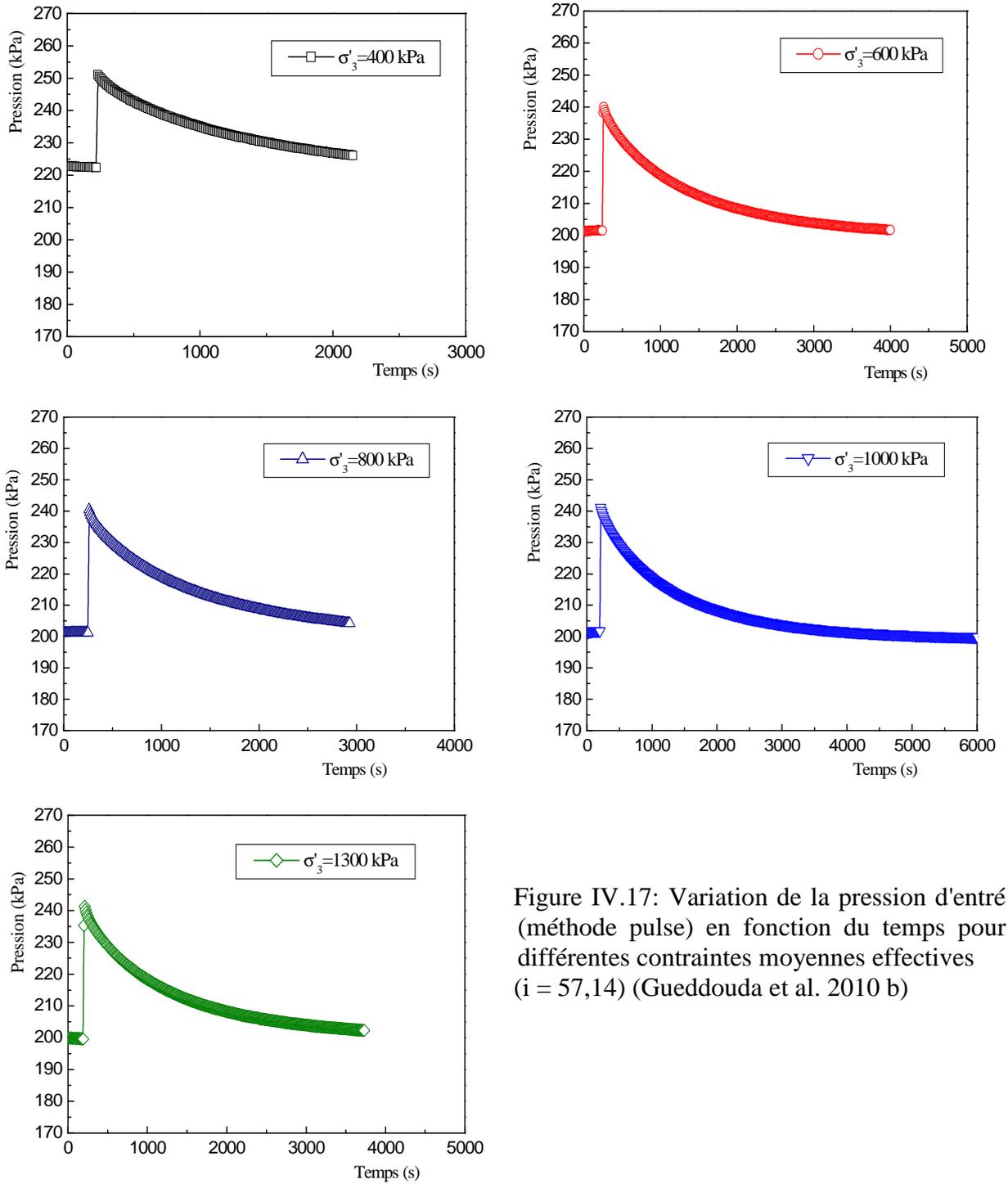


Figure IV.17: Variation de la pression d'entrée (méthode pulse) en fonction du temps pour différentes contraintes moyennes effectives ($i = 57,14$) (Gueddouda et al. 2010 b)

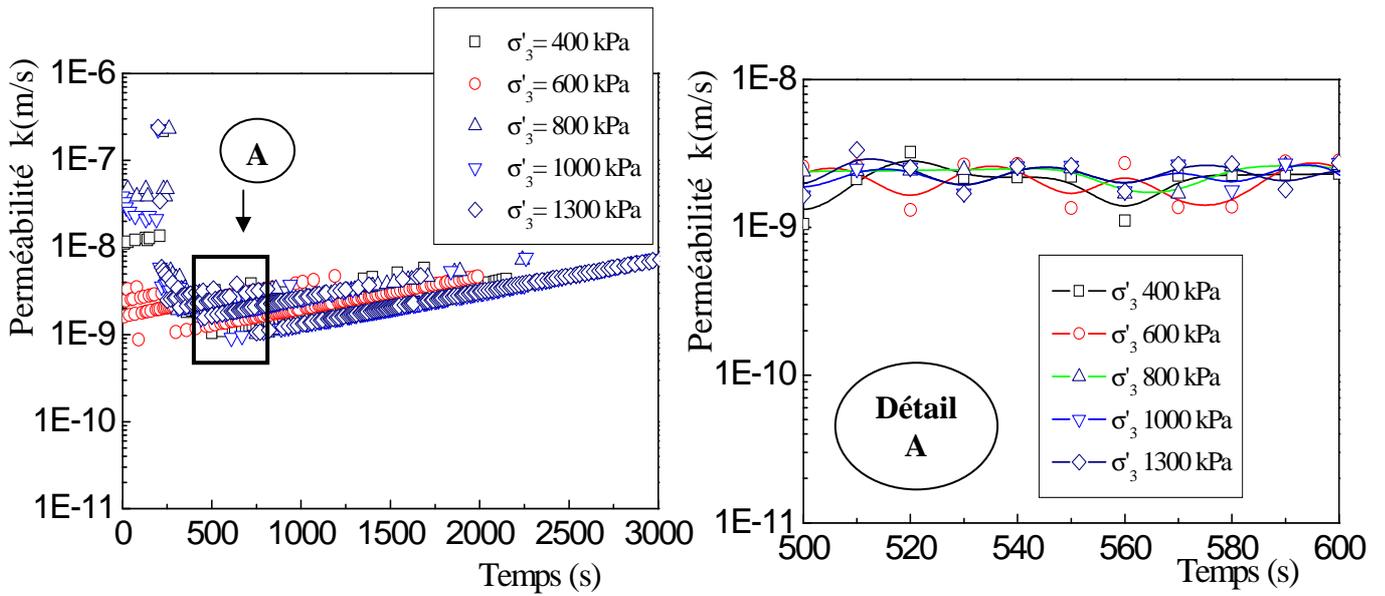


Figure IV.18: Variation de la perméabilité en fonction du temps pour différentes contraintes moyennes effectives σ'_3 et $\Delta u = 40$ kPa)

Tableau IV.5 : Effet de la contrainte de confinement moyenne sur la perméabilité

σ'_3 (kPa)	k (m/s)
400	$2,410^{-09}$
600	$2,0010^{-09}$
800	$2,0010^{-09}$
1000	$2,0010^{-09}$
1300	$1,7010^{-09}$

On remarque que, dans le domaine des contraintes moyennes effectives testées, il n'y a pas d'influence sensible de σ'_3 sur la perméabilité calculée.

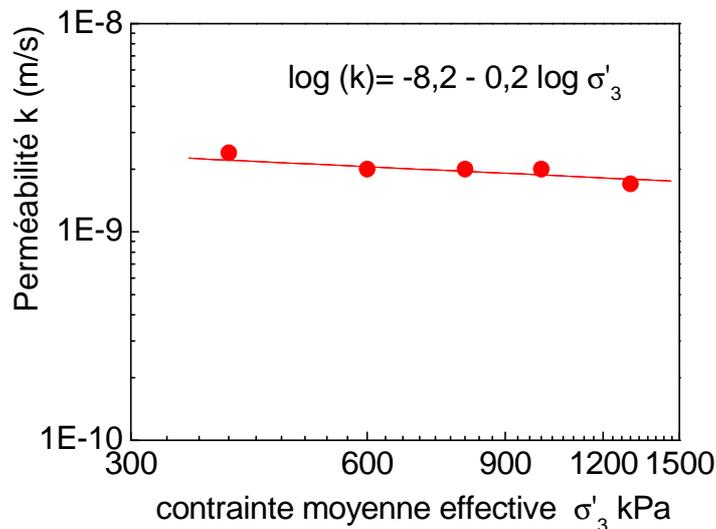


Figure IV.19: Variation de la perméabilité en fonction de la contrainte moyenne effective (méthode pulse, $\Delta u = 50$ kPa)

2.6.5.2. Effet de la variation de la pression initiale Δu_0

La figure IV.20 montre l'évolution de la pression en fonction du temps pour chaque variation de pression initiale ($\Delta u =$ de 30 à 150 kPa) pour une contrainte moyenne effective constante $\sigma'_3 = 400\text{kPa}$. On constate que le temps de stabilisation de la pression ($u_e = u_s$) est compris entre 2000 et 3000s (temps court, moins d'une heure).

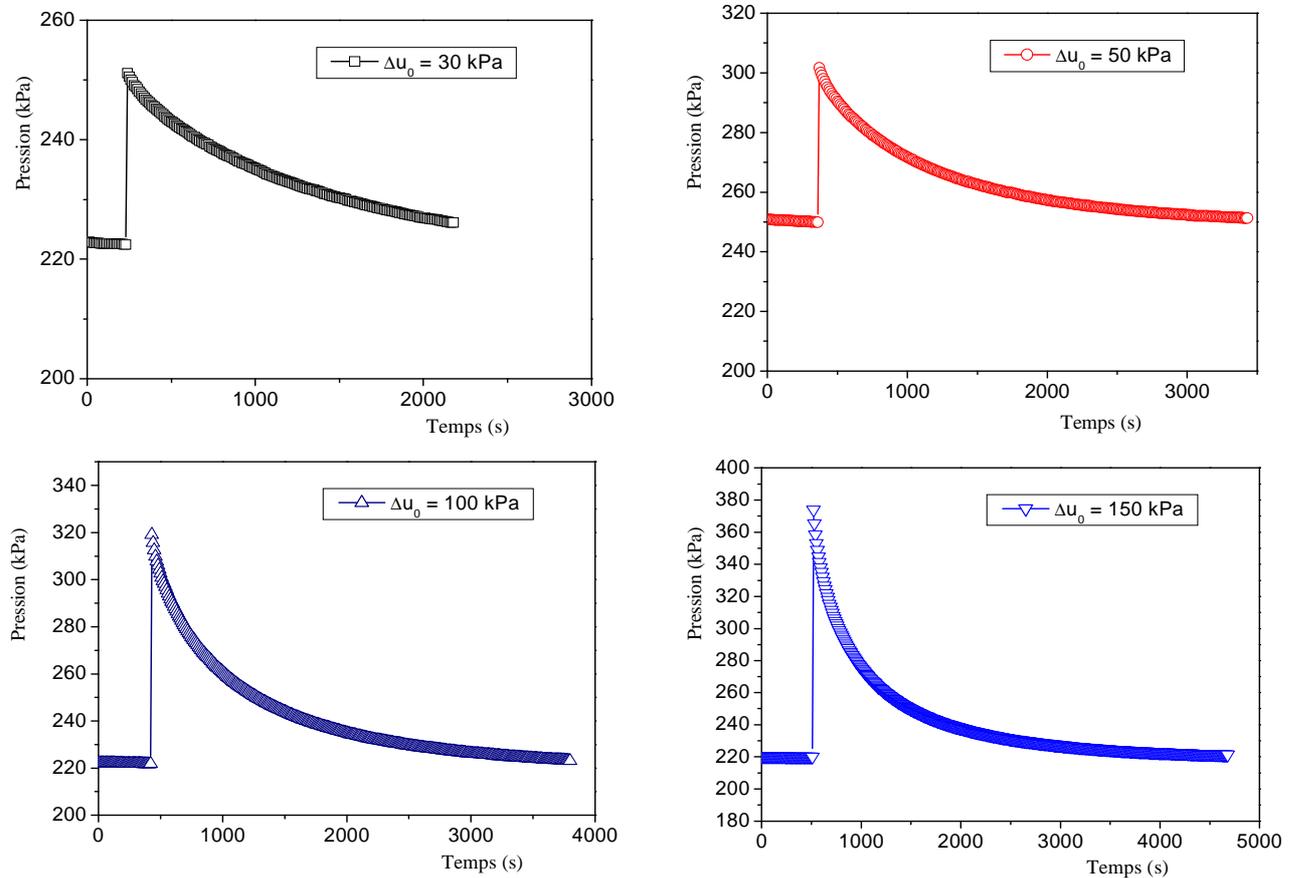


Figure IV.20: Variation de la pression d'entrée (méthode pulse) en fonction du temps pour différentes variations de pressions initiales ($\sigma'_3 = 400\text{kPa}$) (Gueddouda et al. 2010a)

Pour interpréter les résultats des essais de perméabilité, ils seront exploités à partir du début de la chute de pression (figure IV.21). Le tableau IV.6 présente la perméabilité pour chaque variation de pression.

Tableau IV.6 : Effet de la variation de la pression sur la perméabilité

Δu_0 (kPa)	i_0	k (m/s)
30	43	$2,510^{-09}$
50	71	3.10^{-09}
100	143	3.10^{-09}
150	214	4.10^{-09}

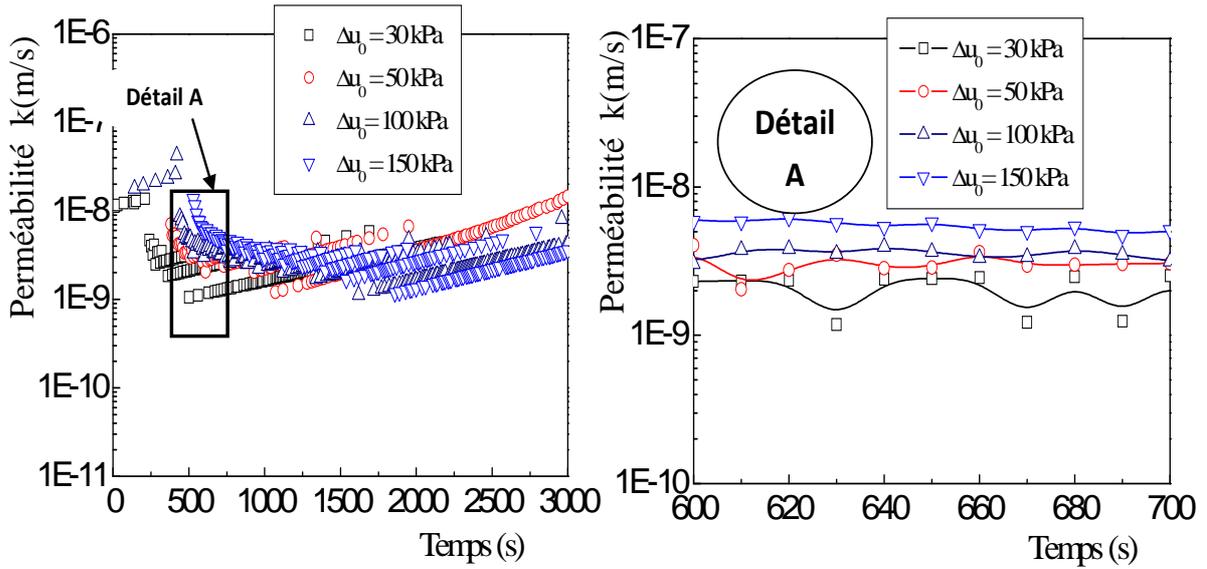


Figure IV.21: Variation de la perméabilité en fonction de temps pour différentes variations de pressions initiales ($\sigma_3' = 400$ kPa)

La figure IV.22 présente la variation de la perméabilité en fonction de la variation de pression initiale. La perméabilité croît légèrement avec le pulse.

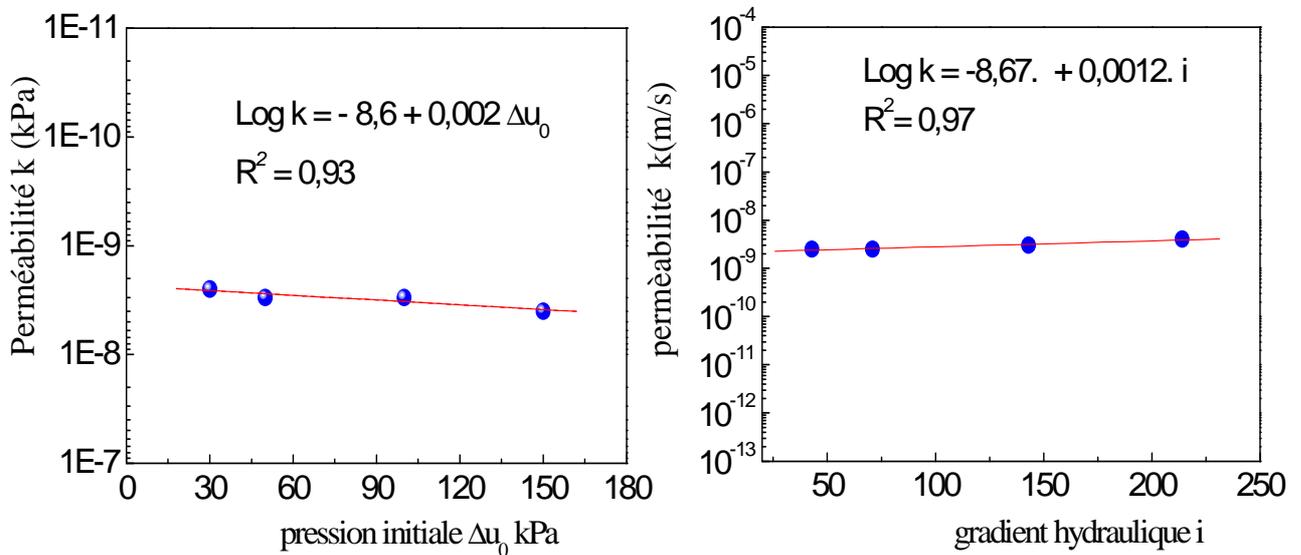


Figure IV.22 : Variation de la perméabilité pour différentes variations de pressions initiales et de gradients hydrauliques ($\sigma_3' = 400$ kPa)

2.7. Etude comparative des résultats des essais de perméabilité

2.7.1. Etude comparative des deux méthodes en régimes permanent et transitoire

Pour qu'on puisse comparer les résultats des deux méthodes (régime permanent et transitoire), la figure IV.23 présente la variation des coefficients de perméabilité en fonction de la variation de pression initiale (gradient hydraulique) pour une contrainte moyenne effective constante ($\sigma'_3 = 400\text{kPa}$). On constate ce qui suit :

- Le coefficient de perméabilité croît légèrement avec le gradient hydraulique pour les deux méthodes ;
- La méthode pulse donne des valeurs plus élevées que la méthode en régime permanent. La différence peut atteindre un facteur de 10.

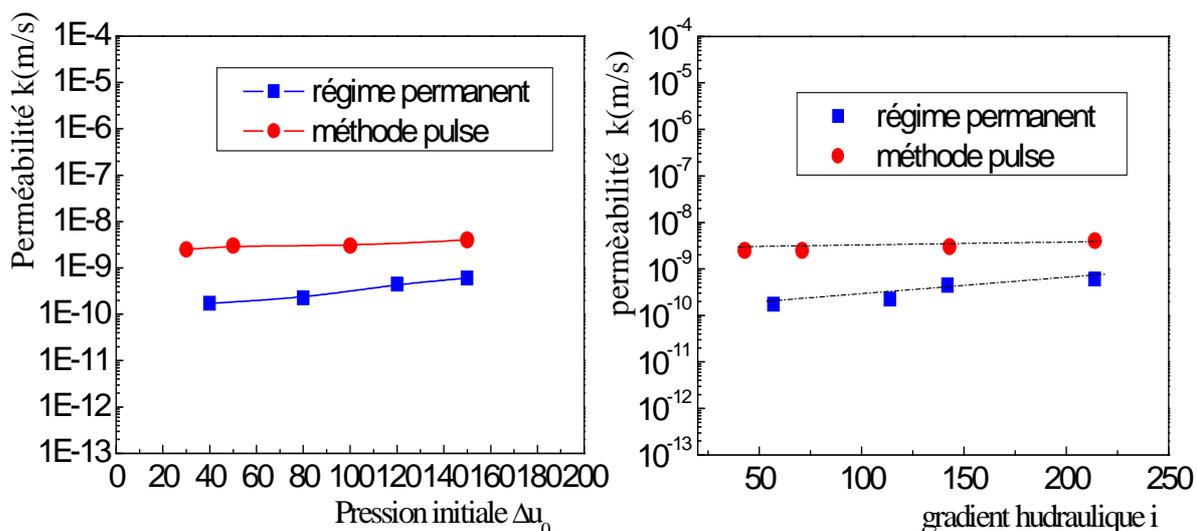


Figure IV.23: Variation de la perméabilité pour différentes pressions initiales ($\sigma'_3 = 400\text{ kPa}$)

La figure IV.24 présente l'influence de la contrainte effective de confinement sur le coefficient de perméabilité saturé. On remarque que dans le domaine des contraintes moyennes effectives testées (de 200 à 1300 kPa), on ne constate pas de variation considérable du coefficient de perméabilité. Ceci est dû à la forte surconsolidation initiale de l'échantillon compacté à l'OPN qui le rend insensible à ce niveau de contrainte. Par ailleurs, on remarque toujours la différence d'un facteur de 10 environ des mesures effectuées par les deux méthodes.

La confrontation des résultats obtenus en régime permanent et en régime transitoire permet de comparer deux techniques différentes de mesure de la perméabilité en saturé. On remarque que les valeurs mesurées en régime permanent sont inférieures à celles mesurées en régime transitoire avec un ordre de grandeur d'un facteur de 10 (Sayad-Gaidi, 2003 ; Gueddouda et al. 2010 ; A.Younes, 2010). La technique pulse fournit une estimation de la perméabilité à saturation avec une durée d'essai inférieure à 30 min pour certains matériaux, ce qui revêt un intérêt majeur pour la mesure de la perméabilité.

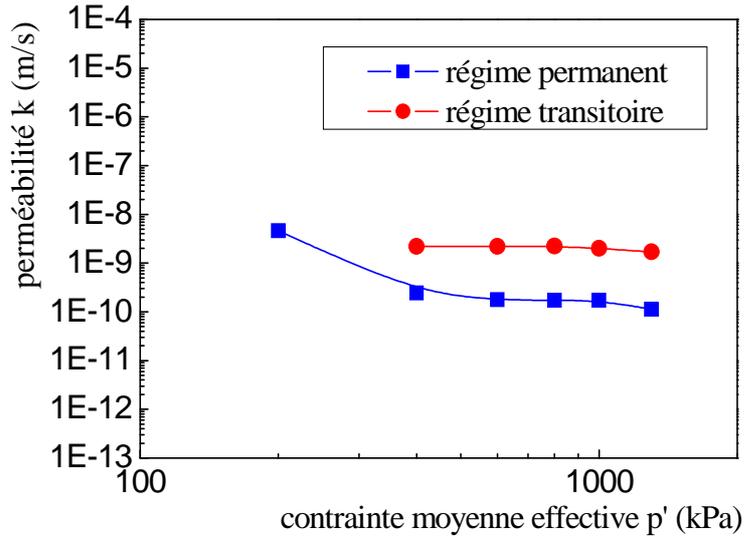


Figure IV.24: Variation de la perméabilité en fonction de la contrainte moyenne effective pour les deux méthodes

2.7.2. Etude comparative des résultats des essais de perméabilité (œdomètre et triaxial)

Dans cette partie, on présente une étude comparative des résultats du coefficient de perméabilité saturé obtenus par les trois méthodes (méthodes paroi rigide (œdomètre) et paroi flexible (triaxial) dans les deux régimes permanent et transitoire).

L'essai œdométrique consiste à une consolidation verticale et l'essai triaxial en une consolidation isotrope. On détermine la contrainte moyenne de consolidation « p' » pour les trois méthodes d'essais. On peut comparer les déformations à celles résultant d'une contrainte isotrope externe appliquée à un échantillon saturé où p' représente la contrainte moyenne effective, égale à $(1 + 2K_0) \sigma'_v / 3$, dans le cas d'un essai œdométrique de compression (Fleureau et al., 2002).

- Pour un essai triaxial : $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$; p' : représente la contrainte moyenne, et on aura : $p' = \sigma'_3$

- Pour un essai œdométrique : $\sigma'_H = k_0 \sigma'_v$ (IV.4)

et
$$p' = \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_H}{3} \quad (IV.5)$$

Pour $k_0 = 0,5$

On aura :
$$p' = \frac{2\sigma'_v}{3} \quad (IV.6)$$

La figure IV.25 présente la variation du coefficient de perméabilité en fonction de la contrainte moyenne effective de consolidation obtenue par les trois méthodes.

Pour des valeurs de contrainte moyenne effective de consolidation inférieures à 200 kPa, on remarque que, l'essai œdométrique présente des valeurs du coefficient de perméabilité inférieure comparé aux deux autres méthodes. Au-delà de cette contrainte, les valeurs mesurées à l'aide de l'œdomètre sont légèrement inférieures à celles mesurées en régime permanent mais l'ordre de grandeur est conservé.

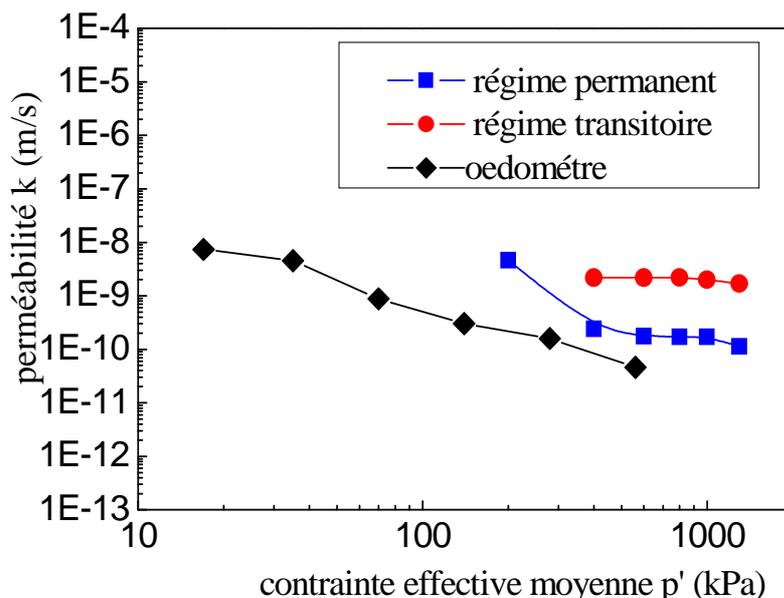


Figure IV.25: Variation de la perméabilité en fonction de la contrainte effective moyenne par les trois méthodes

2.8. Modélisation de la perméabilité

Il existe dans la littérature plusieurs modèles reliant la perméabilité des sols sableux aux caractéristiques granulométrique (Hazen, 1911 ; Loudon, 1972 ; Kenny et al., 1984). Dans le cas des sols fins, peu de modèles existent. La perméabilité de ce type de sol est fonction de plusieurs facteurs tels que la taille des pores, la tortuosité, la nature du sol, le gradient hydraulique appliqué et la connectivité des pores. Ce dernier aspect est étudié en examinant l'évolution de la perméabilité en fonction de l'indice des vides et donc en fonction de la contrainte isotrope effective de confinement.

Tavenas et al., 1983 ont constaté une relation linéaire entre la perméabilité et l'indice des vides en testant des échantillons d'argile provenant du Canada, des Etats Unis et de Suède. Cette relation est sous la forme :

$$e = e_0 + C_k \text{Log} (k/k_0) \quad (\text{IV.7})$$

k_0 est la perméabilité à l'indice des vides initial e_0 , k est la perméabilité à l'indice des vides e et C_k l'indice de variation de la perméabilité. Il vaut à peu près la moitié de l'indice des vides initial du sol (Tavenas et al., 1983 ; Leroueil et al., 1990). Mesri et al., 1994 ont obtenu la même relation en étudiant la perméabilité des argiles molles de Boston.

Modèle de Taylor (1948) : Ce modèle s'écrit sous forme d'une équation cubique en e , applicable à tous types de sol. Il est exprimé par l'expression suivante :

$$k = C \frac{e^3}{(1+e)} \quad (\text{IV.8})$$

Avec : C : coefficient de Taylor qui représente la valeur de la perméabilité saturée correspondant à l'indice des vides initial.

Modèle de Kozeny (1927) : Ce modèle, modifié par Carman en 1956, résulte d'une représentation théorique des pores du sol comme des conduits tortueux de petit diamètre. Ce modèle est applicable aux sables uniformément gradués et à certains limons. Il s'écrit sous la forme :

$$K = \frac{1}{K_0 K_t} \frac{n^3}{(1-n)^2 S_s^2} = \frac{1}{K_0 K_t} \frac{e^3}{(1+e) S_s^2} \quad (\text{IV.9})$$

Avec :

K : perméabilité intrinsèque ; K_0 : coefficient de forme ; K_t : coefficient de tortuosité ; n : porosité ; e : indice des vides et S_s : surface spécifique des particules du sol.

Modèle de Katz- Tompson (1986) : Ce modèle est basé sur les caractéristiques de la structure poreuse, il s'écrit sous la forme :

$$k = \frac{c d_c^2}{F} \quad (\text{IV.10})$$

Pour appliquer ce modèle, deux types de mesures sont requis : une mesure de la conductivité électrique de la roche saturée (λ) par une solution saline de conductivité (λ_0) et une mesure de (d_c) par porosimétrie au mercure.

c : constante dont la valeur est déterminée par la théorie de percolation, égale à 1/226
 d_c : diamètre de pore critique. Il est défini comme étant le diamètre du plus petit pore devant être désaturé pour qu'il existe un chemin continu de la phase non mouillante traversant l'échantillon

F : facteur de formation de résistivité.

ϕ : porosité totale

$f(d_{\max}^e)$: fraction des pores de diamètre supérieur ou égal à d_{\max}^e .

Avec :

$$\frac{1}{F} = \frac{\lambda}{\lambda_0} = \frac{d_{\max}^e}{d_c} \phi f(d_{\max}^e) \quad (\text{IV.11})$$

Nous avons superposé aux points expérimentaux (régime permanent) les modèles de Tavenas et de Taylor sur la figure IV.26. L'évolution de la perméabilité semble bien décrite par ces modèles. Les deux autres modèles (Kozeny, 1927 et Katz- Tompson, 1986) n'ont pas été appliqués faute de connaître leurs paramètres.

La figure IV.27 présente l'évolution de la perméabilité en fonction de la contrainte de confinement isotrope effective. Nous avons superposé aux points expérimentaux le modèle de Taylor. On constate que ce modèle décrit bien l'évolution de la perméabilité dans ce plan. En revanche, cette évolution semble être bien décrite par une loi de type logarithmique. L'ordre de grandeur des valeurs du coefficient de perméabilité est conservé.

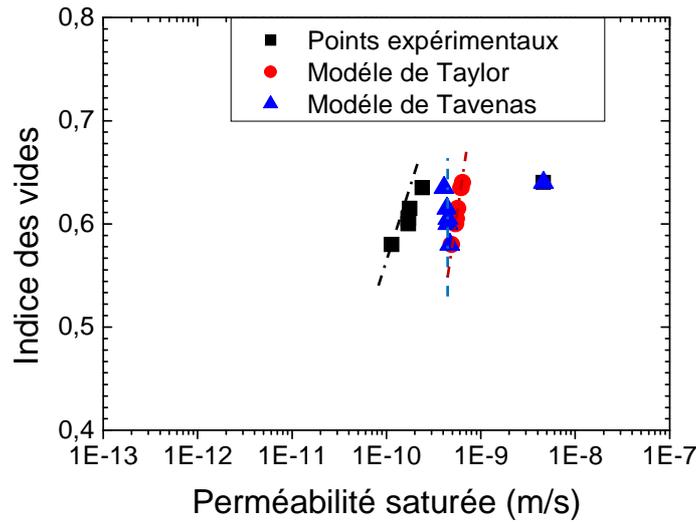


Figure IV.26 : Evolution de la perméabilité en fonction de l'indice des vides

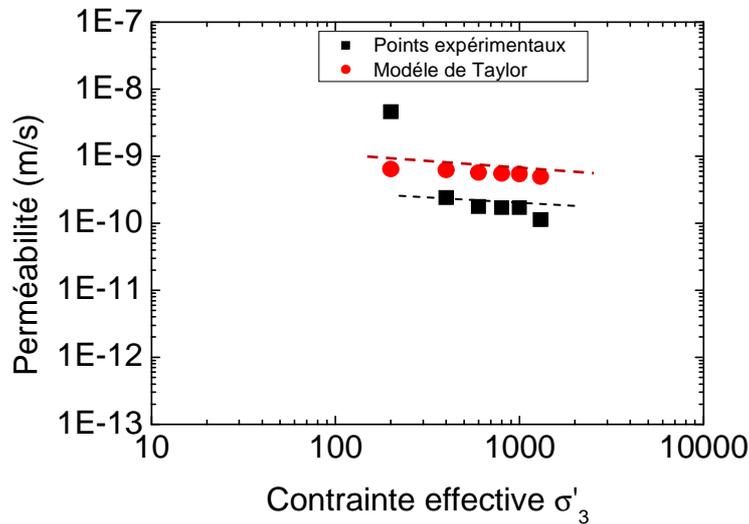


Figure IV.27 : Evolution de la perméabilité en fonction de la contrainte isotrope de confinement effective

3. Chemins de drainage- humidification du mélange S₈₅B₁₅

3.1. Introduction

L'étude des chemins de drainage -humidification présente un double intérêt, d'une part parce qu'elle permet de mettre en évidence le rôle de la pression capillaire à laquelle est soumis le sol et de comprendre cet aspect important de son comportement, d'autre part parce que de nombreux phénomènes réels suivent, en première approximation, des chemins de drainage ou d'humidification : retrait-gonflement des sols à faible profondeur lors de variations du niveau de la nappe phréatique, géotechnique routière, etc. (Abou-Bekr, 1995).

Les alternances de dessiccation et d'humidification provoquent dans la masse de sol des tensions qui fissurent le sol en tous sens et de plus en plus finement. Lorsque le sol humide se dessèche, l'eau s'évapore et les colloïdes se contractent, créant dans la matrice soit des fissures apparentes, soit des zones de moindre résistance: le sol se brise facilement. C'est l'effet de retrait qui est généralement progressif.

La capacité de rétention de l'eau par la matrice solide du milieu poreux est le facteur déterminant des propriétés hydrauliques des sols non saturés. Afin d'établir les chemins de drainage et d'humidification, nous avons utilisé le principe qui consiste à imposer une pression interstitielle négative. Trois méthodes d'imposition de la pression interstitielle négative ont été utilisées (Richards, 1941 ; Gardner, 1956 ; Williams et Shaykewich, 1969 ; Zerhouni, 1991 ; Fleureau et al., 1993 ; Vilar, 1995...).

Nous présentons dans cette partie, en premier lieu, le mode opératoire des essais des chemins de drainage-humidification ainsi que les résultats obtenus. Par la suite, nous présentons une étude comparative des courbes de rétention obtenues par ces essais et celles obtenue par la méthode du papier filtre.

3.2. Définition

Nous désignons par chemins de drainage-humidification des chemins dans lesquels le paramètre essentiel est la pression capillaire, en l'absence de variation de contrainte extérieure.

L'essai consiste à imposer au sol une suite de succions croissantes jusqu'au séchage complet (drainage), puis à le réhumidifier en imposant une suite de pressions capillaires décroissantes (humidification): à l'équilibre sous chaque pression on mesure les caractéristiques finales des échantillons (volume, teneur en eau), dont on déduit l'indice des vides e , le degré de saturation S_r , la teneur en eau massique w ou volumique θ . Une méthode alternative consiste à laisser sécher (respectivement, s'humidifier) le sol, puis à mesurer sa pression capillaire et ses caractéristiques finales, une fois l'équilibre atteint. Notons que les termes de séchage, dessiccation, désorption, déshydratation sont parfois utilisés pour désigner le drainage, ceux d'imbibition, de remouillage, de sorption, et hydratation pour désigner l'humidification.

3.3. Préparation des échantillons et matériels utilisés

3.3.1. Préparation des échantillons

Avant de présenter les résultats, il est nécessaire de décrire le mode de préparation des échantillons pour les essais de drainage-humidification.

- Pour la pâte saturée : l'échantillon est saturé préparé sous forme de pâte à une teneur en eau initiale égale à une fois et demie sa limite de liquidité ($w_0 = 1,5 w_L$). La pâte étant mise dans un sac en plastique (environ une journée) pour l'homogénéisation.
- Pour la pâte sèche : on prend une partie de la pâte saturée, qui est séchée à l'étuve à 105°C pendant 24 heures (la partie de la pâte saturée est versée dans un plateau sous forme de petits échantillons d'environ 1cm³ pour chaque échantillon).
- Echantillon compacté à l'OPN (Proctor normal) : 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 1,14 mm/min). L'échantillon ainsi compacté (les dimensions des échantillons sont : D=35 mm, H=70mm) sera découpé en galettes de 1cm de hauteur, qui sont découpées en quatre parties chacune (environ 1cm³ pour chaque partie).
- Echantillon compacté à l'OPN -2 et OPN +2 : même procédure de préparation que l'échantillon de l'OPN, en conservant la densité Proctor est en faisant varier la teneur en eau.

3.3.2. Préparation du matériel utilisé

Trois méthodes d'imposition de succion ont été utilisées: pour des gammes de succion très faible (de 1 à 20 kPa), la méthode des plaques tensiométriques a été utilisée. Pour des gammes de succion moyenne (de 50 kPa à 8400 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 8,4 à 156 MPa).

3.3.2.1. Méthode des plaques tensiométriques (1 à 20 kPa)

Avant de lancer un essai, il est essentiel de préparer le matériel nécessaire pour réaliser l'essai, pour cela, on va décrire les étapes fondamentales :

- **Désaération de l'eau déminéralisée** : L'eau utilisée pour la saturation des plaques tensiométriques est une eau désaérée. La préparation de cette eau est une étape préliminaire qui consiste à utiliser une pompe à vide, l'eau déminéralisée est versée dans un dessiccateur, ce dernier est posé sur une plaque chauffante ou on impose une température de 50° C sous vide (fabrication par chauffage sous vide) pour faciliter la décomposition des molécules d'eau (figure IV.28). Le temps nécessaire pour la désaération est environ de deux heures.



Figure IV.28. Préparation de l'eau désaérée ; matériel utilisé pour la désaération de l'eau

- **Plaques tensiométriques** : les étapes fondamentales pour la saturation des plaques sont les suivantes :
 - ❖ rincer les plaques tensiométriques ;
 - ❖ saturation des plaques : la saturation des plaques est une étape importante qui nécessite beaucoup de patience. La figure IV.29 présente les photos des différentes phases :
 - Photo 1 : remplissage du tube inférieur de la plaque tensiométriques avec de l'eau désaérée ;
 - Photos 2 et 3: placer les plaques au niveau désiré avec saturation du réservoir et du tube tout en maintenant le robinet fermé.

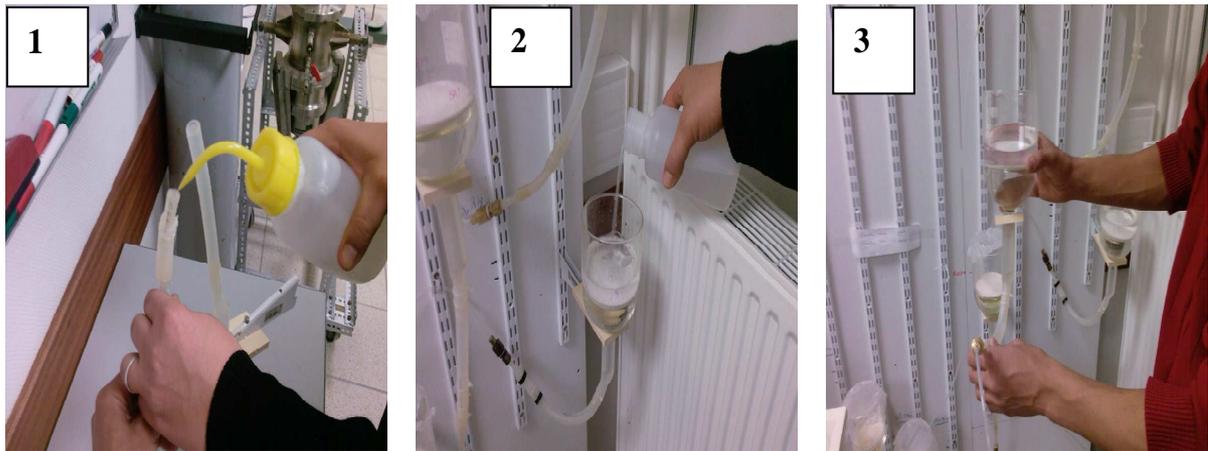


Figure IV.29 : saturation et mises en place des plaques

✓ La pose des échantillons dans les plaques est montrée dans la figure IV.30 avec le robinet toujours fermé. On couvre le réservoir de la plaque par un parafilm pour éviter l'évaporation (couvercle). Ensuite, on ouvre le robinet et on s'assure que les colonnes sont saturées (écoulement de l'eau).

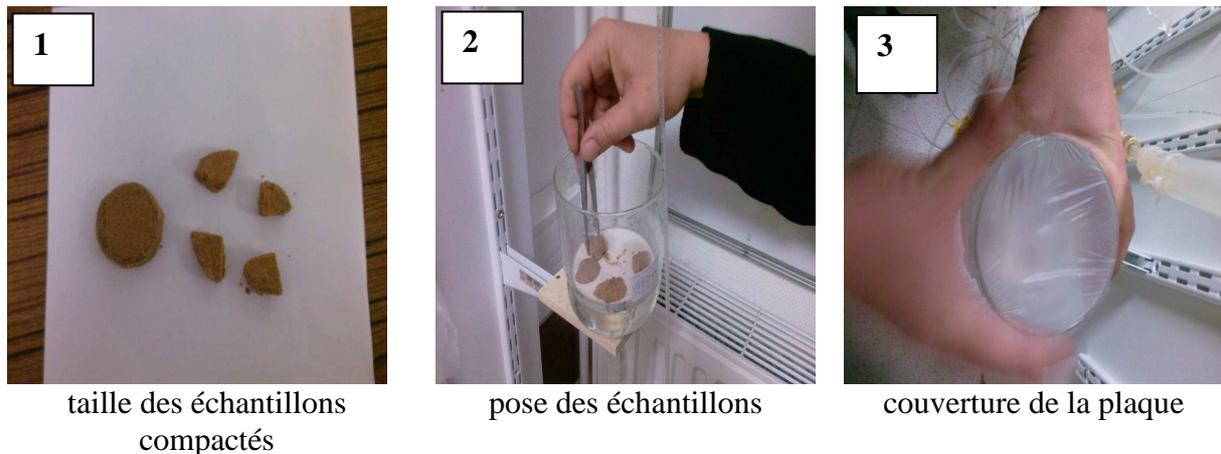


Figure IV.30. Préparation des matériaux et matériels

- **Principe de l'essai**

Le principe consiste à imposer une hauteur de colonne d'eau « négative » à la base de l'échantillon à l'image d'un sol en contact avec une nappe phréatique souterraine à quelques mètres de profondeur (figure IV.31). Les hauteurs considérées dans notre cas sont : 0,1 - 0,3 - 0,6-1,0 - 1,5 - 2,0 m qui correspondent aux succions imposées 1 - 3 - 6 - 10 - 15 - 20 kPa.

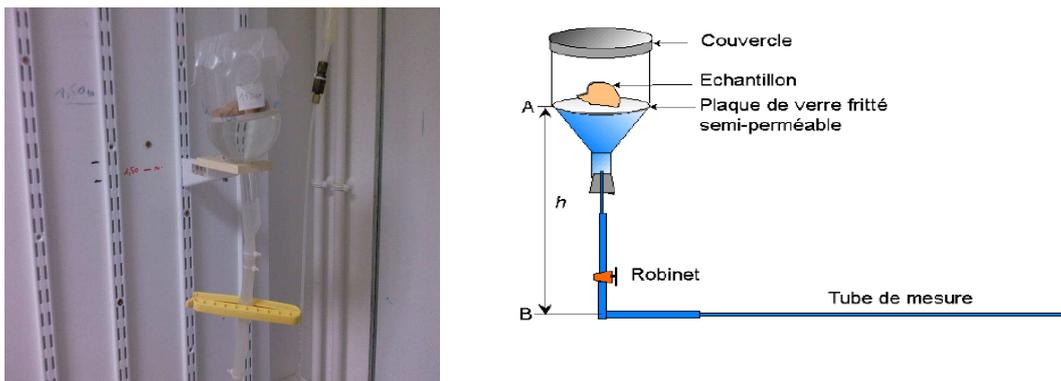


Figure IV.31 : mise en place de la plaque tensiométrique

3.3.2.2. 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. On utilise des solutions de macromolécules de polyéthylène glycol (PEG).

L'utilisation de cette méthode nécessite la connaissance de la relation qui lie la concentration du PEG (polyéthylène glycol) avec la succion imposée. La figure IV.32 regroupe les mesures effectuées par divers chercheurs sur du PEG 6.000 et 20.000, et les essais d'extension à forte 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.

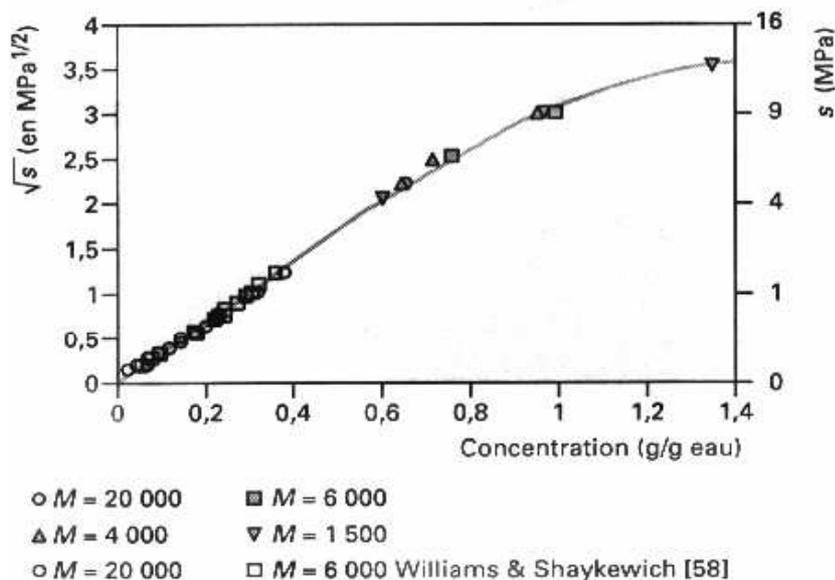


Figure IV.32: Courbe d'étalonnage du PEG (Cui, 1993)

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

$$s = 11C^2 \quad (12)$$

C : est la concentration en PEG et s est la pression capillaire.

De 6,25 à 12 MPa, la courbe s'infléchit légèrement.

Afin de préparer la solution, il suffit de lire la concentration correspondant à la pression capillaire imposée (figure IV.33), de mélanger dans un récipient la quantité nécessaire de PEG avec de l'eau distillée et de poser le récipient sur un agitateur magnétique pour l'homogénéisation de la solution.

L'ajustement parabolique de la courbe d'étalonnage est donné par la relation suivante :

$$s = 0,0347 C^3 + 1,15 C^2 - 2,82 C + 29,53$$

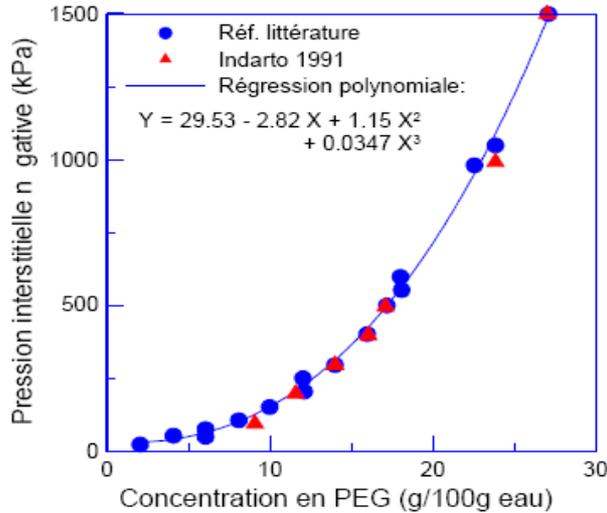


Figure IV.33: Courbe d'étalonnage de PEG20000 utilisée, (Zerhouni,

Les différentes concentrations de PEG 20000 et PEG 6000 utilisées, sont indiquées dans le tableau IV.8 (Olchitzky, 2002) :

Tableau IV.8: Succion imposée en fonction de la Concentration du PEG20000 et du PEG6000 à 20° C.

<i>Masse PEG/500 ml eau</i> PEG20000	$u_a - u_w$	<i>Masse PEG/500 ml eau</i> PEG6000	$u_a - u_w$
g	kPa	g	MPa
27	50	260	3,1
45	100	313	4,5
59.5	200	371	6,3
79	400	423	7,4
94	600	459	8,4
105	800		
115	1000		
124	1200		
134	1500		

❖ **Préparation du matériel**

• **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 (suction 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.

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 du bêcheur jusqu' à ce que le contact entre la solution et la membrane sera parfaite (pas de bulles d'air). Les échantillons seront ensuite posés sur la membrane et le bêcheur sera fermé par un couvercle (parafilm). On laisse les béchers pendant deux semaines environ pour la stabilisation du transfert (figure IV.34).



Figure IV.34 : mise en place des échantillons dans les béchers à solutions osmotiques

3.3.2.3. 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 fixées 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 Hr(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).

• **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 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 Hr(%)=f(t) pour confirmer la stabilité des humidités des solutions salines saturées utilisées (figure IV.35).

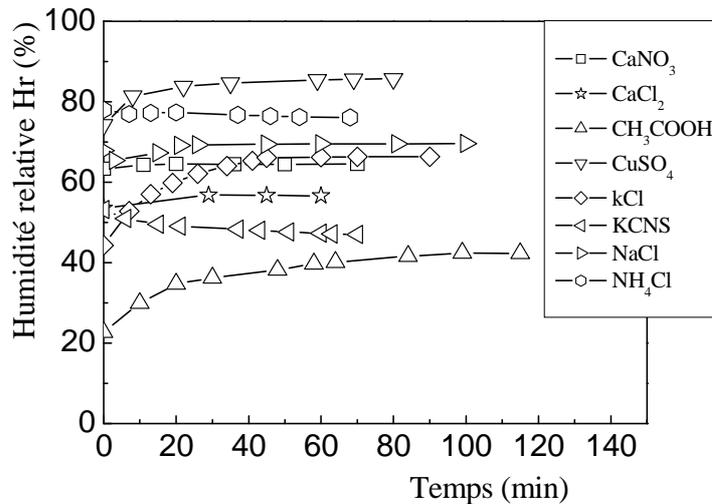


Figure IV.35: Variation de l'humidité relative en fonction du temps

Après la préparation des échantillons, on les met dans les dessiccateurs (figure IV.36). Le temps d'équilibre est environ de deux mois.

La détermination des succions est déduite de la loi de Kelvin :

$$\frac{-U_w}{\gamma_w} = \frac{RT}{gM} \ln \frac{H}{100} \quad \text{en m C.E (m C.E : mètre colonne d'eau)} \quad (13)$$

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 pourcents

Les solutions salines saturées utilisées en fonction de la température sont présentées dans le tableau IV.9.

Tableau IV.9 : Préparation des solutions salines : (T =24 °C)

Solution saline saturée	pF*	$u_a - u_w$ (MPa)	Masse du sel/500 ml de solution (g)
K_2SO_4	4,63	4,23	111
$CuSO_4$	4,85	7,13	200
$ZnSO_4, 7H_2O$	5,17	14,64	350
kCl	5,35	22,59	345
NH_4, Cl	5,54	34,54	375
NaCl	5,58	38,15	360
CH_3COOH	6,01	102,02	Liquide
$CaCl_2, 6H_2O$	6,19	156,22	730

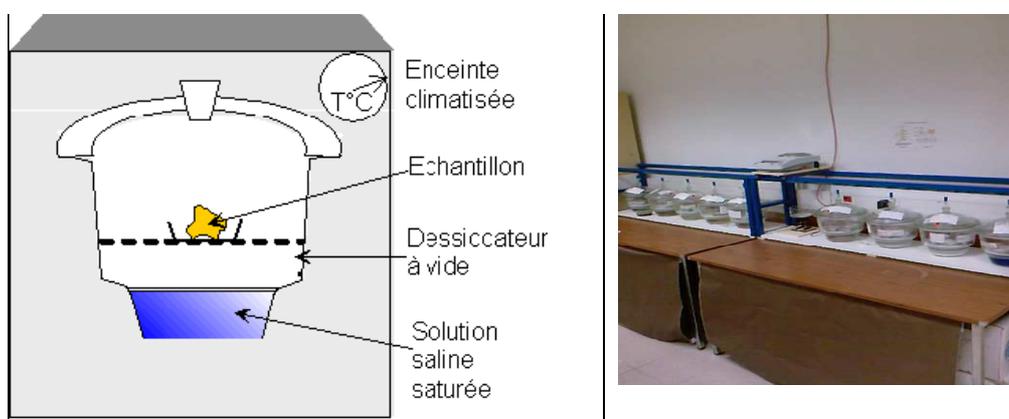


Figure IV.36 : Contrôle de la pression capillaire dans un dessiccateur contenant une solution saline saturée

3.3.2.4. Détermination des Paramètres d'états après la fin de l'essai

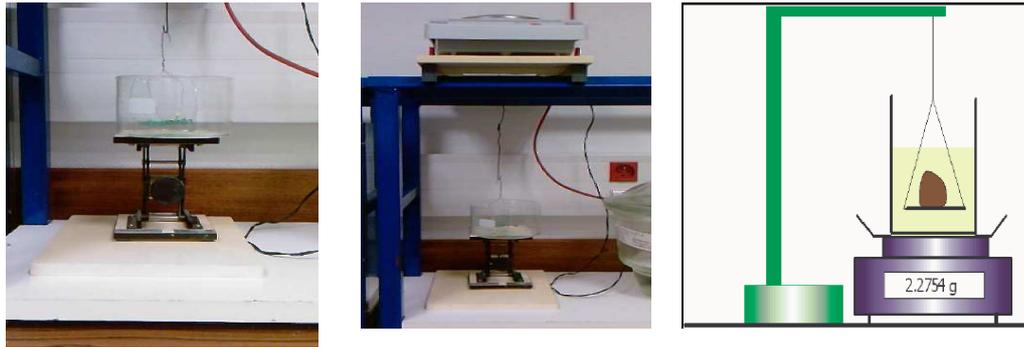
❖ Matériel utilisé

A l'équilibre, pour les trois méthodes utilisées et pour chaque succion, on mesure les caractéristiques finales des échantillons (volume, teneur en eau), dont on déduit l'indice des vides e , le degré de saturation S_r , la teneur en eau massique w ou volumique θ .

La méthode de détermination des volumes externes (totaux) des échantillons après l'équilibre est délicate et nécessite beaucoup de patience. Cette méthode est basée sur une mesure hydrostatique dans le Kerdane (huile des lampes). La densité de ce dernier est de l'ordre de $\gamma_k/\gamma_w=0.783$, il s'évapore à l'étuve à 105°C (Ghembaza et al., 2007). Le choix d'une autre huile est possible à condition qu'elle n'influence pas les caractéristiques du matériau à peser.

Pour effectuer la manipulation, on devra avoir le matériel suivant (figure IV.37) :

- Une balance de précision au mois de 10^{-3} g ;
- Un support élévateur pour effectuer la pesée sous le Kerdane ;
- L'huile de Kerdane;
- Une étuve.



Support élévateur balance de précision $10^{-3}g$ Principe de la pesée

Figure IV.37 : matériel utilisé pour les pesées hydrostatiques dans le Kerdane

❖ **Mode de pesée hydrostatique**

L'échantillon après avoir atteint l'état de stabilisation est pesé dans un premier temps pour déterminer son poids humide P_h (l'échantillon doit être pris avec beaucoup de précaution avec une pince à tête plate). Il est ensuite immergé dans le Kerdane (apparition de bulles d'air, ce qui nous indique que l'huile de Kerdane entre dans les pores et chasse les bulles d'air existant dans l'échantillon et même le remplissage des pores superficiels), le temps d'immersion dépend du type de sol (il peut aller jusqu'à 4 heures). Ensuite, après saturation de l'échantillon (pas d'apparition de bulles d'air), il est retiré du Kerdane, et superficiellement essuyé (par un papier filtre) pour éliminer l'excédent d'huile. Ensuite, il sera pesé pour déterminer son poids humide + la quantité du Kerdane absorbé Ph_k . 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 :

$$V = ((Ph_k - P_{imm}) / \gamma_k) / \gamma_w \quad (IV.14)$$

Les autres paramètres se déduisent aisément :

Le poids volumique humide $\gamma_h = Ph/V$.

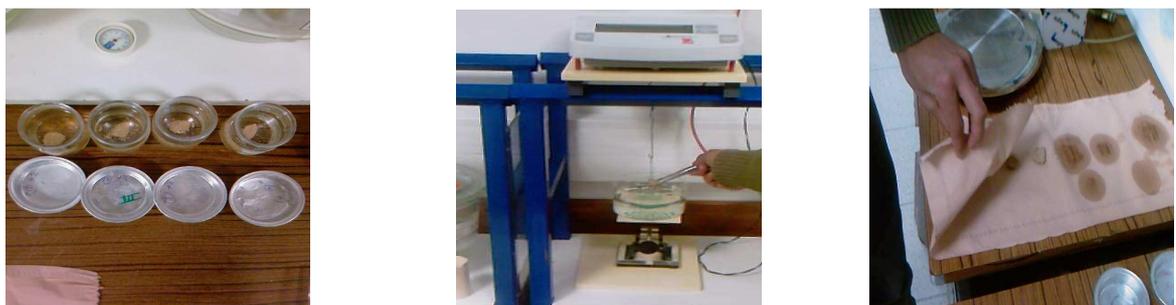
La teneur en eau $w = (P_h - P_s) / P_s$.

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 : $Sr = w(\gamma_s / \gamma_w) / e$.

Les étapes des pesées hydrostatiques dans le Kerdane sont montrées dans la figure IV.38.



Immersion dans l'huile

Pesée dans l'huile

essuyage de l'échantillon

Figure IV.38 : étapes de la mesure des pesées hydrostatiques dans le Kerdane

Les trois méthodes utilisées dans ce travail permettent de balayer une grande gamme de succion imposée variant de 1 kPa jusqu'à des centaines de MPa (voir schéma) (figure IV.39).

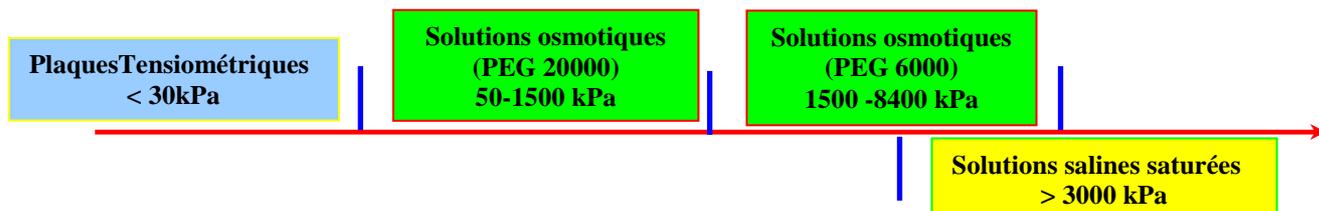


Figure IV.39 : Gammes de succions couvertes par les trois méthodes

3.4. Présentation et discussion des résultats

3.4.1. Chemin de drainage - humidification de la pâte

Les chemins de drainage-humidification du mélange étudié, initialement préparé sous forme de pâte à $w_i = 1,5 w_L$, sont représentés sur la figure IV.40. Dans le cas général, l'application d'une pression interstitielle négative à un échantillon de sol se traduit simultanément par une variation de volume et de teneur en eau, ou encore d'indice des vides et de degré de saturation. C'est pourquoi il est nécessaire de disposer d'une représentation globale de l'état du matériau incluant tous ces paramètres. La figure IV.40, comporte 5 graphiques qui se correspondent verticalement et horizontalement.

- Le plan $[w, e]$ présente la courbe de retrait usuelle. Sur un chemin de dessiccation, le sol suit d'abord la droite de saturation d'équation : $e = (\gamma_s/\gamma_w) \times w$. Lorsque la teneur en eau décroît, l'indice des vides tend vers une valeur constante. L'intersection de la droite de saturation avec l'asymptote horizontale à la courbe de drainage quand w tend vers zéro (0) correspond à la limite de retrait du sol (w_{SL}). La limite de retrait w_{SL} est de l'ordre de 28% correspondant à l'indice des vides de limite de retrait e_{wL} qui est de l'ordre de 0,75.

Le plan $[\log(s), e]$ représente la courbe de compressibilité hydrique. Le coude de la courbe où débute le palier de retrait constitue un point caractéristique de ce plan (Taibi, 1994). Une variation importante d'indice des vides avec la succion est observée avant d'atteindre le palier de la limite de retrait. Nous désignons par succion de limite de retrait s_{SL} , l'abscisse du point où débute le palier horizontal d'indice des vides. Elle est estimée à 2 MPa. On note une forte irréversibilité entre les chemins de drainage et d'humidification avant le palier, et une quasi-réversibilité sur le palier.

Le plan $[w, S_r]$ présente deux parties sensiblement linéaires, la première partie présente un palier horizontal qui met en évidence le domaine dans lequel le sol reste quasi-saturé (degré de saturation proche de 1 ($S_r > 95\%$)). La deuxième partie met en évidence la désaturation du sol qui est traduite par une diminution rapide du degré de saturation avec la teneur en eau. L'intersection de la droite de drainage tracée pour des degrés de saturation inférieurs à 50 % et l'axe horizontal correspondant à $S_r = 100\%$ indique la teneur en eau de désaturation notée w_d estimée à 31%.

Le plan $[\log(s), S_r]$ présente la variation du degré de saturation avec la succion. Le sol reste quasi-saturé jusqu'à une succion d'environ 0,1MPa correspond à la succion de désaturation s_d ou point d'entrée d'air. Ensuite, le degré de saturation décroît rapidement pour atteindre une valeur de 5 % pour une succion de l'ordre 10 MPa. 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.

Dans le plan $[\log(s), w]$, on remarque dans le domaine quasi-saturé ($s < s_d$) que la teneur en eau varie peu. Au-delà de s_d , on remarque une diminution rapide de la teneur en eau jusqu'à

une succion égale à s_{SL} . Lorsque la succion est supérieure à la succion de limite de retrait ($s > s_{SL}$), on constate que la teneur en eau tend vers un palier correspondant au palier où l'indice des vides reste constant.

A titre indicatif, nous avons superposé sur la figure 38 dans le plan $[\log(s), e]$, la droite de corrélation normalement consolidée de pente $C_c = 0,009(w_L - 13)$ (Biarez et Favre, 1975), on remarque que cette droite de corrélation est parallèle au chemin de drainage dans sa partie normalement consolidée. Cependant, le fort décalage des deux droites laisse penser qu'une corrélation basée sur l'utilisation de e_{min} et e_{max} (Biarez et Favre, 1975), plutôt que w_L , serait mieux adoptée à ce matériau qui contient 85% de sable.

Si l'on considère à présent le chemin d'humidification dans les 5 graphes de la figure IV.40 de l'échantillon séché initialement à l'étuve (105°C), on constate que l'hystérésis dépend du domaine de succion 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 resaturent 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 $[\log(s), Sr]$. Elle résulte essentiellement d'un effet de type « bouteille d'encre » (Mualem, 1974 ; Fleureau, 1979 ; Zerhouni 1991).

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.

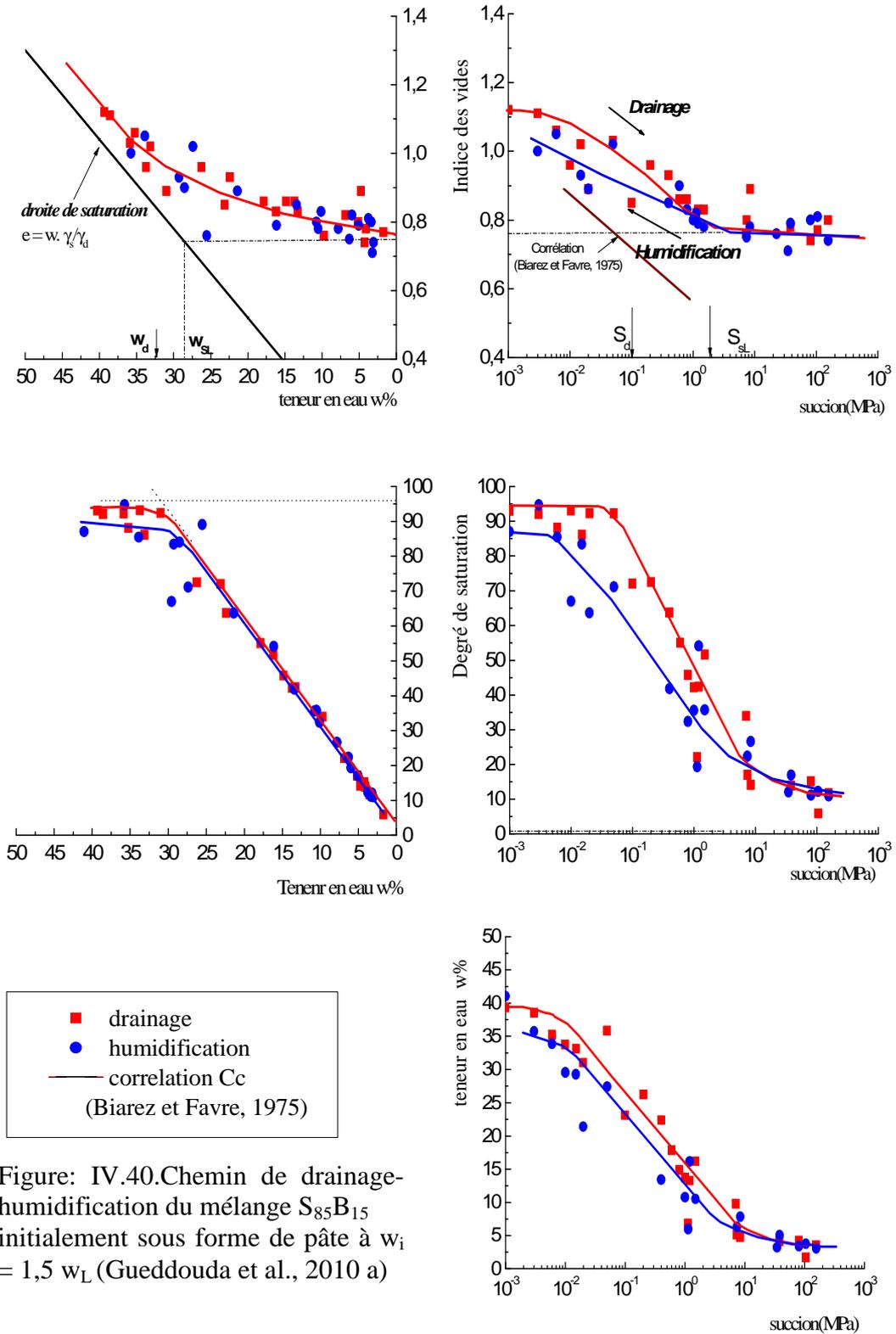


Figure: IV.40. Chemin de drainage-humidification du mélange $S_{85}B_{15}$ initialement sous forme de pâte à $w_i = 1,5 w_L$ (Gueddouda et al., 2010 a)

3.4.2. Chemin de drainage - humidification des échantillons compactés

Les figures IV.41, IV.42 et IV.43 présentent les cycles de drainage- humidification des échantillons compactés à l'OPN, OPN-2 et OPN+2 respectivement.

Les succions initiales sont déterminées par la méthode du papier filtre (ASTM Standard D5298-94). L'état OPN est caractérisé par une teneur en eau de 15,2 % et correspond à une succion de 0,1 MPa, l'état de l'OPN-2 est caractérisé par une teneur en eau de 13 % et correspond à une succion de 0,5 MPa et l'état de l'OPN+2 est caractérisé par une teneur en eau de 17 % et correspond à une succion de 0,04 MPa.

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. Nous avons superposés à ces points expérimentaux des échantillons compactés, les chemins de drainage et d'humidification de la pâte représentée dans les cinq plans par des lignes continues.

La figure IV.44 présente le cycle de drainage- humidification des échantillons compactés à différents degrés de saturation du côté sec et humide de l'OPN : OPN, OPN-2, OPN+2. Nous avons superposés à ces points expérimentaux des échantillons compactés, les chemins de drainage et d'humidification de la pâte représentée dans les cinq plans par des lignes continues.

- Dans le plan $[\log(s), S_r]$, le degré de saturation des échantillons chute rapidement à partir de l'état initial pour atteindre 3 % pour une succion d'environ 40 MPa. Cette diminution rapide est également constatée dans le plan $[\log(s), w]$.

- 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 (> 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 bas que celui de la pâte. 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 est de l'ordre de 0,57. Par ailleurs, sur les chemins d'humidification, on constate que la pente de gonflement est plus importante pour les échantillons compactés que pour les échantillons de la pâte séchée. Ce résultat confirme le rôle de la contrainte de consolidation : plus celle ci est élevée, plus l'indice de gonflement du sol est grand. Cette conclusion doit être nuancée, lorsque l'on compare des échantillons compactés et des échantillons séchés, par l'influence de la microstructure du sol, qui est très différente dans les deux cas. La préparation d'un échantillon compacté entraîne en effet l'existence de « mottes » ou d'agrégats dont les dimensions peuvent être extrêmement variables et qui modifient sensiblement le comportement du matériau (Taibi, 1994 ; Fleureau et al. 2002 ; Ghembaza et al., 2007).

Ce résultat confirme aussi le rôle de la teneur en eau : plus la teneur en eau de compactage est élevée, plus le gonflement du sol est faible. Ce résultat est en accord avec les travaux de plusieurs chercheurs (Chen, 1988 ; Hachichi et Fleureau, 1999). Le tableau IV.10 regroupe les paramètres déduits des essais de drainage-humidification dans les différents états de saturation.

Une fluctuation de la teneur en eau de 2% du coté sec et humide de l'OPN n'influe pas sur les paramètres déduits des chemins de drainage-humidification (e_{SL} , w_{SL} , s_{SL}).

Tableau IV.10: Paramètres des chemins de drainage-humidification des échantillons dans les états sous forme de pâte et compactés (Gueddouda et al.,2010)

	s_{SL} (MPa)	s_L	w_{SL} (%)
Pâte	2	0,75	28
OPN	1	0,57	22

Remarque :

On signale quelques difficultés au cours et après la réalisation de ces essais en particulier pour les échantillons préparés sous forme de pâte :

- 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 ;
- Difficulté de prendre les échantillons pour effectuer les pesées essentiellement ceux placés dans les plaques tensiométriques et dans les béchers contenant les solutions osmotiques pour le cas des échantillons préparés sous forme de pâte saturée et sous forme de pâte séchée à l'étuve. Ceci à nous amené à tracer les chemins de drainage-humidification en traits discontinus passant par le maximum de points pour avoir l'allure générale des chemins.

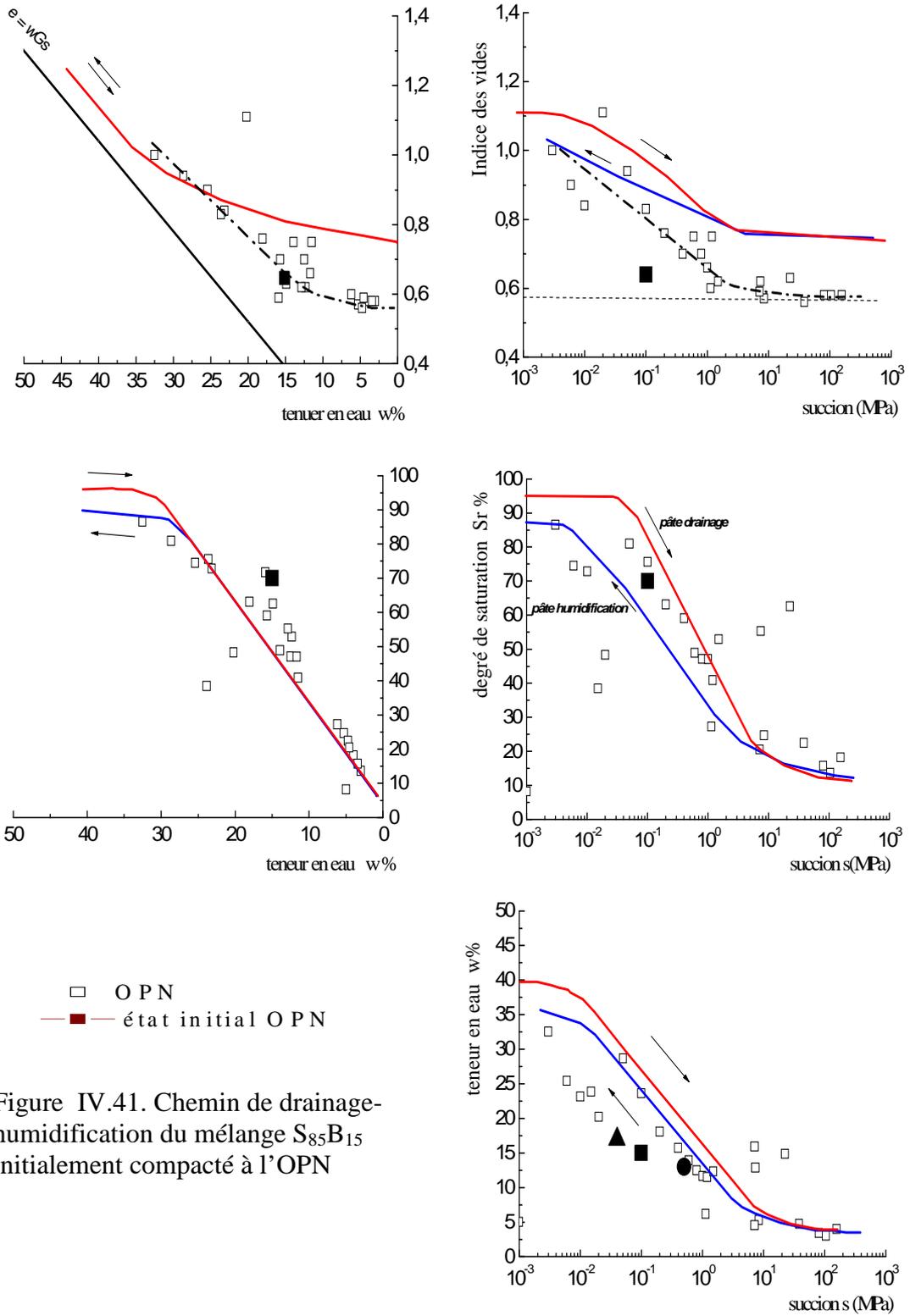


Figure IV.41. Chemin de drainage-humidification du mélange $S_{85}B_{15}$ initialement compacté à l'OPN

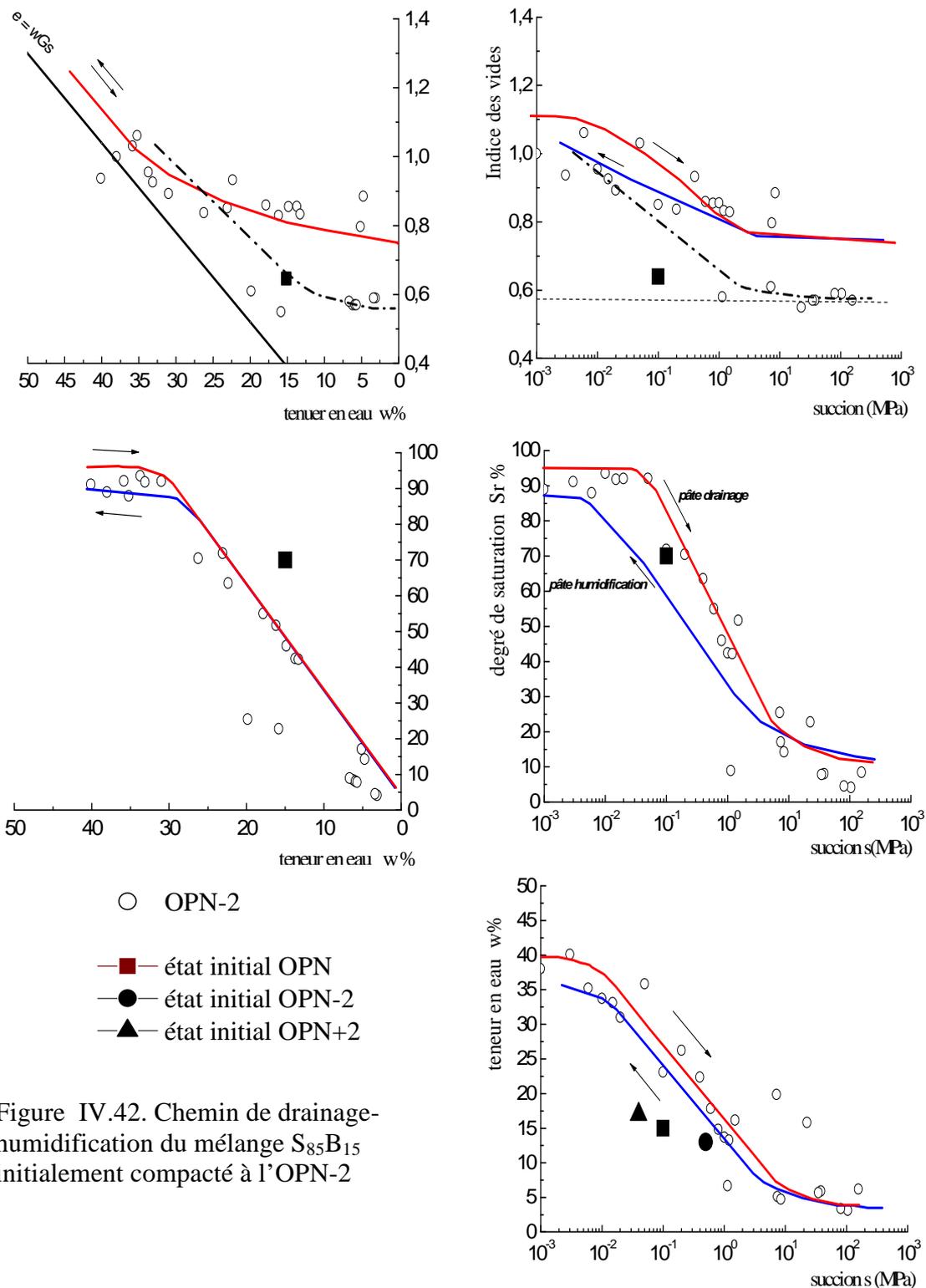


Figure IV.42. Chemin de drainage-humidification du mélange $S_{85}B_{15}$ initialement compacté à l'OPN-2

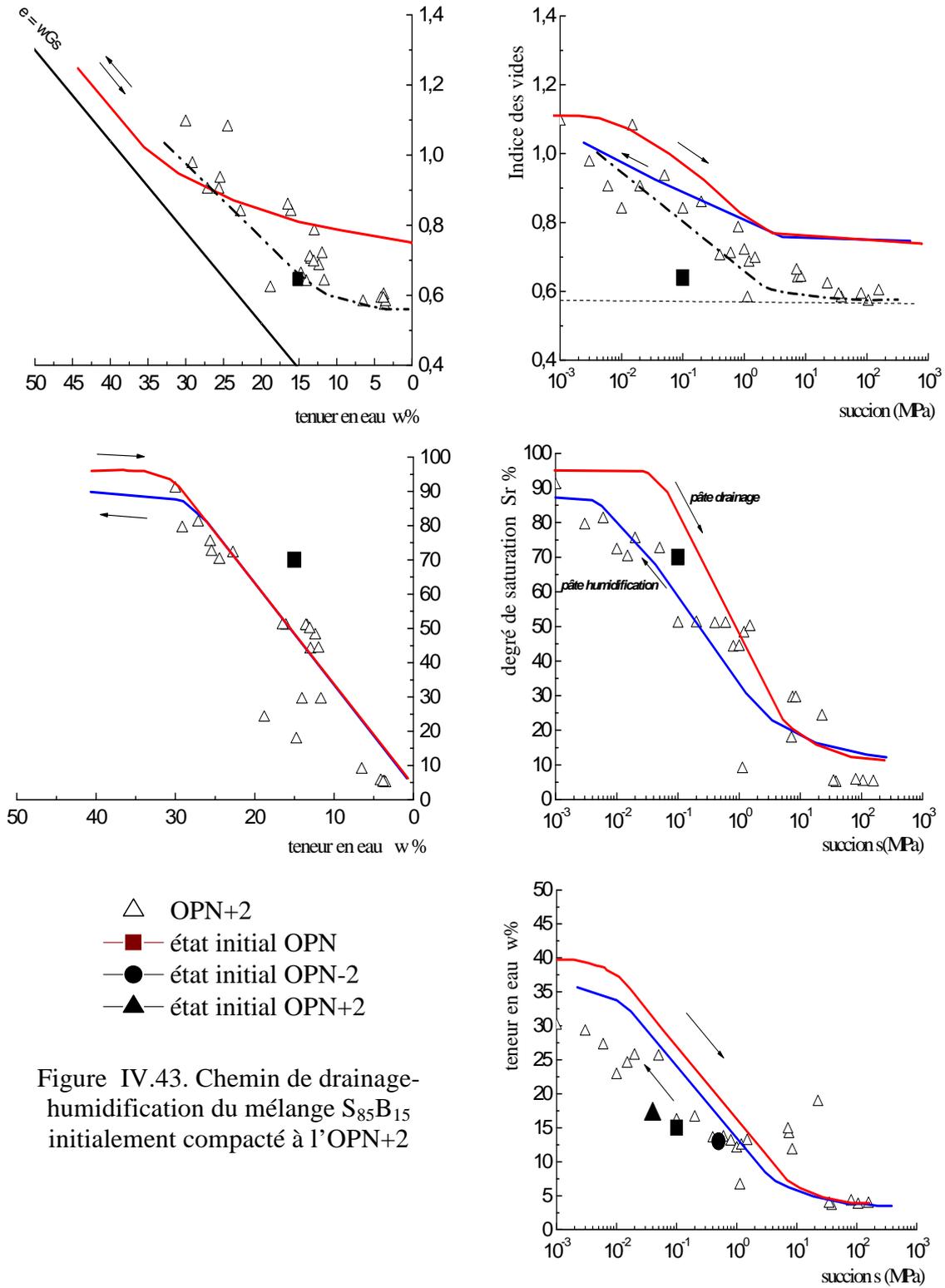


Figure IV.43. Chemin de drainage-humidification du mélange $S_{85}B_{15}$ initialement compacté à l'OPN+2

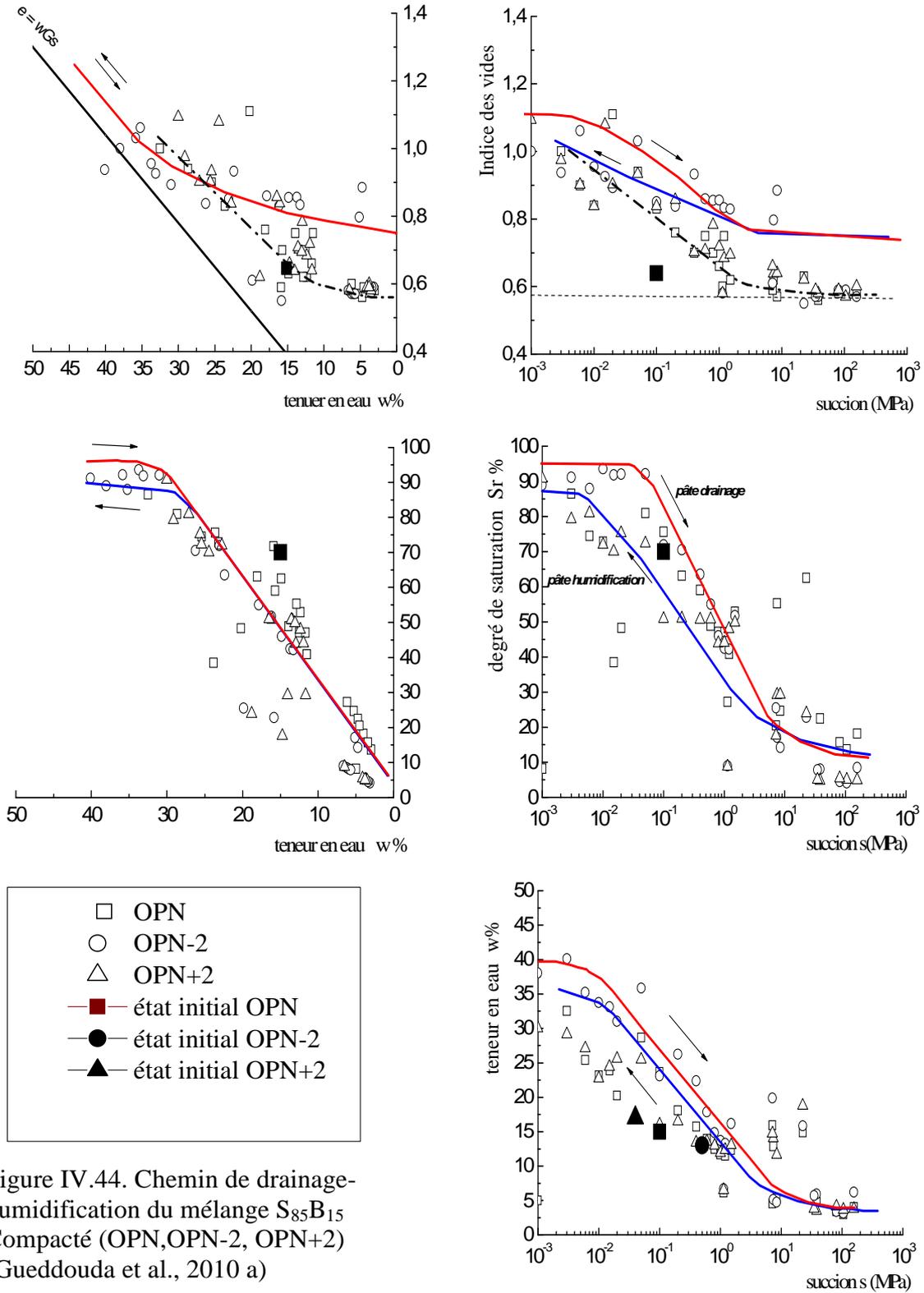


Figure IV.44. Chemin de drainage-humidification du mélange $S_{85}B_{15}$ Compacté (OPN, OPN-2, OPN+2) (Gueddouda et al., 2010 a)

3.4.3. Corrélation des paramètres

La succion est un paramètre important mais difficile à mesurer pour lequel des corrélations peuvent être très utiles (Fleureau et al., 2002 ; Boutonnier Luc, 2007).

Dans cette section, nous présentons des corrélations permettant d'obtenir :

- ✓ La pression interstitielle à l'optimum Proctor $u_{w_{opt}}$ en fonction de la limite de liquidité w_L ;
- ✓ La pression interstitielle côté humide de l'optimum Proctor en fonction de la limite de liquidité w_L et de l'écart de teneur en eau Δw_{opt} par rapport à l'optimum Proctor.

■ Corrélations entre la pression interstitielle à l'optimum Proctor $u_{w_{opt}}$ et la limite de liquidité w_L

Fleureau et al. (2002) donnent la pression interstitielle à l'Optimum Proctor Normal (OPN) et à l'Optimum Proctor Modifié (OPM) :

$$- \text{A l'OPN : } u_{w_{opt}} = -0,118 (w_L)^{1,98} \quad (\text{en kPa}) \quad r^2 = 0,88 \quad (\text{IV.15})$$

$$- \text{A l'OPM : } u_{w_{opt}} = -1,72 (w_L)^{1,64} \quad (\text{en kPa}) \quad r^2 = 0,88 \quad (\text{IV.16})$$

Ces corrélations sont basées sur un nombre d'essais important couvrant $w_L =$ de 17 à 170. Par ailleurs, le terme de pression interstitielle négative est ici mieux adapté que le terme de succion car, l'air étant occlus, la pression d'air dans l'échantillon de sol compacté peut être différente de la pression d'air à l'extérieur de l'échantillon (pression atmosphérique) qui est la seule connue. De plus, $u_{w_{opt}}$ est une pression relative car lorsque $u_{w_{opt}} = 0$, la pression d'eau absolue est en fait égale à la pression atmosphérique.

■ Pression interstitielle côté humide de l'optimum Proctor en fonction de w_L et de l'écart de teneur en eau Δw_{opt} par rapport à l'optimum Proctor

Dans ces conditions, pour un sol compacté côté humide de l'optimum Proctor Normal, il est possible de déterminer la succion après compactage de la manière suivante :

$$u_w (\Delta w_{opt}, w_L) = -0,118 w_L^{1,98} \cdot 10^{\frac{-\Delta w_{opt}}{0,54 + 0,03 w_L - (3,3 \cdot 10^{-6}) w_L^2}} \quad (\text{IV.17})$$

Avec :

- u_w : pression interstitielle côté humide de l'optimum Proctor Normal
- Δw_{opt} écart de teneur en eau par rapport à l'optimum Proctor Normal ($\Delta w_{opt} \geq 0$),
- $w - w_{opt} = \Delta w_{opt} = 2$

Tableau IV.11 : corrélation des paramètres

	$\gamma_{d_{opt}}^*$ (kN/m ³)	w_{opt}^* %	$u_{w_{opt}}$ (kPa)	$u_w (\Delta w_{opt}, w_L)$ (kPa)
Corrélation	17,435	16,24	127	9
Mesuré	17	15,2	100	40

Les corrélations de $\gamma_{d_{opt}}^*$ et w_{opt}^* sont présentés dans le chapitre III (4.4).

3.4.4 Comparaison des courbes caractéristiques du mélange s/b compacté par deux méthodes

Pour tracer la courbe caractéristique du mélange S₈₅B₁₅, on a utilisé la méthode des papiers filtres (W. N°42). Les résultats sont obtenus selon les courbes d'étalonnage des papiers filtres (ASTM D-5298-94). Cet essai 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 (figure IV.45).

La méthode est basée sur l'emploi d'un papier-filtre dont la courbe de rétention d'eau est connue. Elle consiste à insérer une triple épaisseur de papier-filtre dans l'éprouvette dont on veut déterminer la succion et à attendre (au moins 24 h) l'équilibre des succions entre le sol et le papier-filtre, en évitant toute évaporation : on peut paraffiner l'éprouvette ou l'envelopper soigneusement d'un sac plastique. On extrait ensuite les papiers-filtres de l'éprouvette et l'on détermine la teneur en eau de la feuille centrale, non polluée, par une pesée au moins au 1/1000e. La connaissance de la teneur en eau et de la courbe de rétention d'eau permet d'accéder à la succion du papier-filtre et donc à celle sol.

D'après ASTM D-5298-94 (papier filtre utilisé sec) :

$$\log s = 5,327 - 0,0779 \cdot w_f \quad \text{pour : } w_f < 45,3 \% \quad (\text{IV.18})$$

$$\log s = 2,412 - 0,0135 \cdot w_f \quad \text{pour : } w_f > 45,3 \% \quad (\text{IV.19})$$

w_f : teneur en eau du papier filtre (%) s : succion en KPa



Echantillons préparés par compactage

Dessiccateur (mesure de la succion)

Figure IV.45 : Préparation des échantillons des mélanges s/b pour la détermination des courbes caractéristiques (méthode papier filtre W N° 42)

La figure IV.46 présente les courbes caractéristiques obtenues par les deux méthodes ; méthodes de papiers filtres et méthodes osmotiques (*PT* : *Plaques tensiométriques*, *O* : *Solutions Osmotiques*, *SS* : *Solutions salines*). On signale un bon accord entre ces deux méthodes pour des succions comprises entre 50 et 1500 kPa (domaine ou on applique la méthode des solutions osmotiques)

On note que la méthode des papiers filtres est très simple et très rapide (quelques jours) par rapport à la deuxième méthode qui dure des mois.

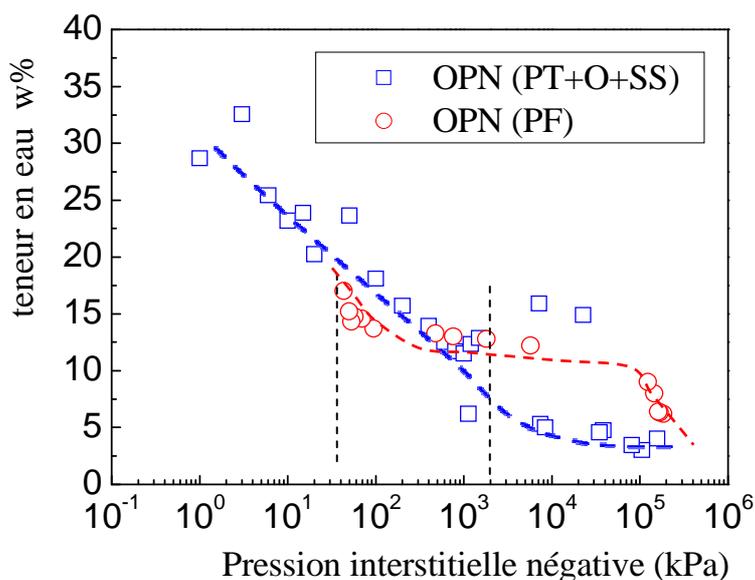


Figure IV.46 : Courbes caractéristiques des mélanges s/b (Résultats selon ASTM (PF) et solutions osmotiques)

4. Mesure de la perméabilité non saturée dans les dessiccateurs

L'analyse du transfert hydrique dans un milieu non saturé consiste à déterminer les relations entre la perméabilité, 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 perméabilité en non saturé sur le mélange $S_{85}B_{15}$ compacté à l'OPN dont la perméabilité 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 perméabilité du matériau étudié en fonction de la succion ;

4.1. Principe de l'essai

Le but de l'essai est de mesurer la perméabilité par échange d'eau entre l'échantillon et l'environnement ambiant soumis à une humidité contrôlée à contrainte mécanique nulle (Taibi et al., 2009). 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.

A 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 ($u_{w0} = u_{w1}$).

4.2. 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 35 mm de diamètre. Pour assurer un écoulement unidimensionnel (axial), l'échantillon est paraffiné sur son contour diamétral (figure IV.47). 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 IV.48.

Les échantillons sont soumis dans différents dessiccateurs, à différentes valeurs de succion (s_1) en utilisant plusieurs solutions salines saturées (figure IV.49). 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 : $\Delta s = s_1 - s_0$

Les succions imposées varient de 4 à 156 MPa.

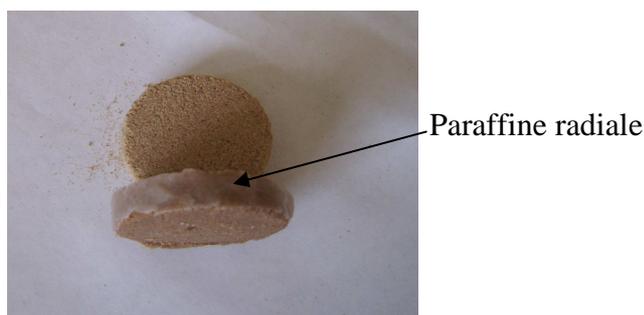


Figure IV.47: Préparation des échantillons pour l'essai de la conductivité hydraulique en non saturé du mélange compacté $S_{85}B_{15}$ (méthode des dessiccateurs)

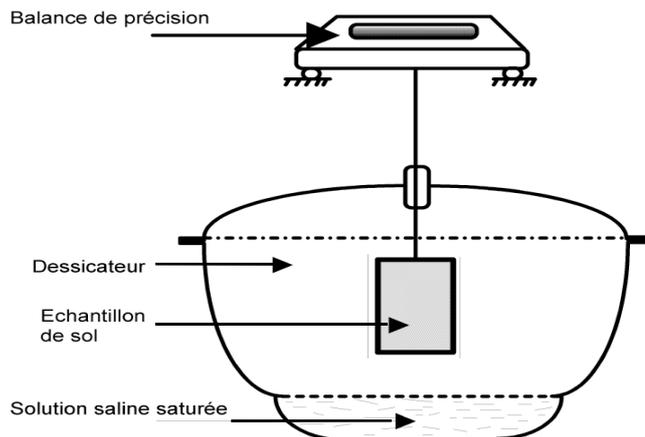


Figure IV.48 : Schéma de principe de l’essai de perméabilité dans le dessiccateur (Sayad-Gaidi, 2003)

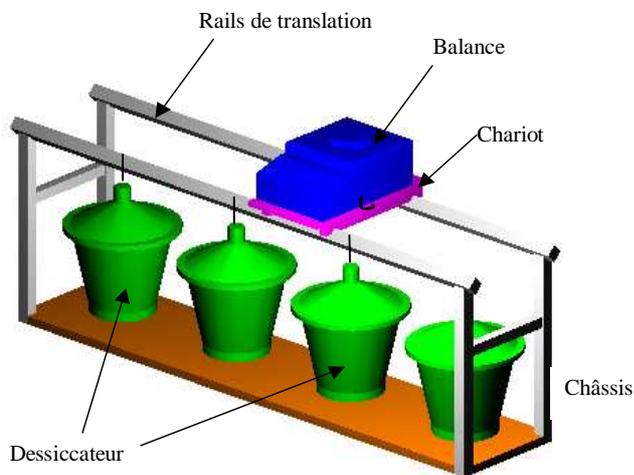


Figure IV.49 : Batterie de dessiccateurs (Sayad-Gaidi, 2003)

4.3. Méthode d’interprétation (citée par Sayad-Gaidi, 2003)

L’équation générale des transferts peut se mettre sous la forme :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \text{div} [D(\theta) \text{grad } \theta] + \frac{\partial k}{\partial z} \quad (\text{IV.20})$$

Pour un écoulement d’eau dirigé vers le haut suivant la direction OZ, l’équation devient :

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left[D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} \right] \quad (\text{IV.21})$$

Avec :

$$D(\theta) = k(\theta) \frac{\partial \Psi}{\partial \theta} \quad (\text{IV.22})$$

$$\Psi = \frac{u_a - u_w}{\gamma_w} \quad (\text{IV.23})$$

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 IV.50).

➤ *Les conditions initiales et aux limites $s(z, t)$:*

$$(I) \quad \left\{ \begin{array}{ll} s(z, 0) = s_0 & \text{succion à l'instant } t = 0. \\ s(0, t) = s_1 & \text{succion appliquée par l'atmosphère} \\ & \text{du dessiccateur à la base de l'échantillon.} \\ s(l, t) = s_1 & \text{succion appliquée par l'atmosphère du} \\ & \text{dessiccateur à la tête de l'échantillon} \end{array} \right.$$

Posons : $s^* = s - s_1 \Rightarrow$ On obtient $\frac{\partial s^*}{\partial t} = D_w \frac{\partial^2 s^*}{\partial z^2}$

Les conditions (I) deviennent :

$$(2) \quad \left\{ \begin{array}{l} s^*(z, 0) = s(z, 0) - s_1 = s_0 - s_1 = \Delta s \\ s^*(0, t) = s(0, t) - s_1 = s_1 - s_1 = 0 \\ s^*(l, t) = s(l, t) - s_1 = s_1 - s_1 = 0 \end{array} \right.$$

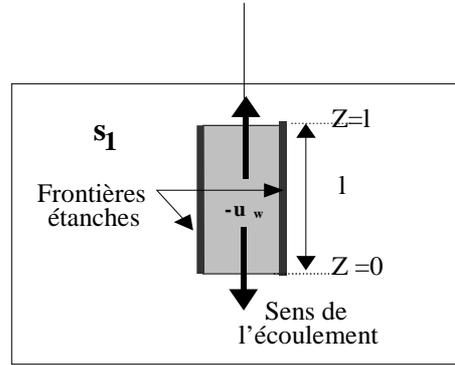


Figure IV.50. : Schéma de principe de l'échange d'eau entre l'échantillon et l'enceinte du dessiccateur (Sayad-Gaidi, 2003)

4.4. Détermination de la quantité d'eau retenue dans l'échantillon $V_w(t)$

$$V_w(t) = \int_0^l A \theta_w(z,t) dz \quad (IV.24)$$

avec : $\theta = \frac{V_w}{V_T}$ (V_T : volume de l'échantillon)

$$V_w(t) = V_{wT} \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2} \exp \left[- \left[\frac{n\pi}{l} \right]^2 D t \right] \right] \quad (IV.25)$$

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 (Taibi et al., 2009):

$$V_w(t) = V_{wT} \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \exp \left(- \frac{\pi^2}{l^2} D t \right) \right] \quad (IV.26)$$

Soit :
$$\text{Ln}[V_{wT} - V_w(t)] = \text{Ln} \left(\frac{8V_{wT}}{\pi^2} \right) - \left(\frac{\pi^2}{l^2} D \right) t \quad (IV.27)$$

Ln : désigne le logarithme népérien.

4.5. Détermination de la perméabilité non saturée par la méthode des dessiccateurs

1. On présente l'évolution temporelle de la quantité $\text{Ln}(V_{wT} - V_w(t))$
2. L'équation de la droite obtenue par régression nous fournit la valeur de D_w par la relation :

$$D = \frac{l^2 M}{\pi^2} \quad (28)$$

M : pente de la droite

La perméabilité k est donnée par la relation suivante (Taibi et al., 2009) :

$$k(\theta) = \frac{D(\theta)}{\frac{\partial u_w}{\partial \theta}} = \frac{D(\theta)}{\Delta u_w} \times \frac{V_{wT}}{V_T} \quad (\text{IV.29})$$

4.7. Résultats et discussions

Les essais ont été réalisés sur des échantillons du mélange S₈₅B₁₅ compactés statiquement à l'OPN. Les échanges d'eau entre l'échantillon et l'atmosphère se font par les extrémités axiales. 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. A ce moment là, la masse de l'échantillon ne varie plus (La durée de l'essai est de l'ordre de 60 jours).

Les figures IV.51 à IV.53 représentent les cinétiques obtenues pour le mélange testé (S₈₅B₁₅) sur des chemins de drainage et d'humidification.

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). Ces résultats sont en accord avec ceux de Taibi et al., 2009. Pour chaque échantillon, la perméabilité est déterminée analytiquement en représentant l'évolution de la quantité $\text{Ln}[V_{wT} - V_w(t)]$ en fonction du temps. Les valeurs de la perméabilité non saturée pour différentes succions imposées sont illustrées graphiquement dans la figure IV.54.

La valeur de la succion initiale de l'échantillon compacté à l'optimum est déterminée par la méthode du papier filtre. Sa valeur est de l'ordre de 100 kPa.

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 ;

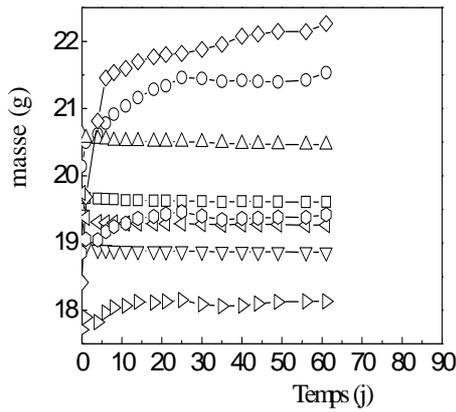


Figure IV.51: Variation de la masse des échantillons en fonction du temps pour différentes succions imposées

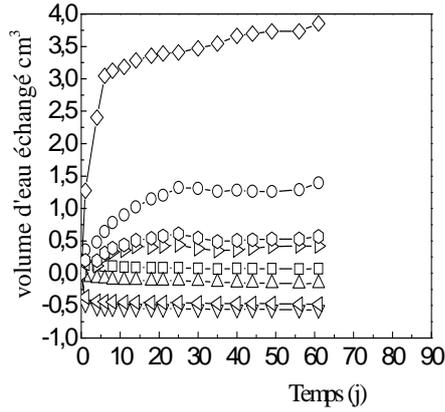
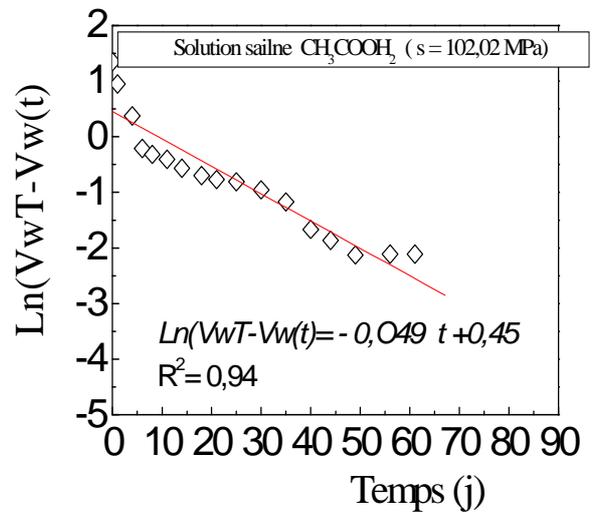
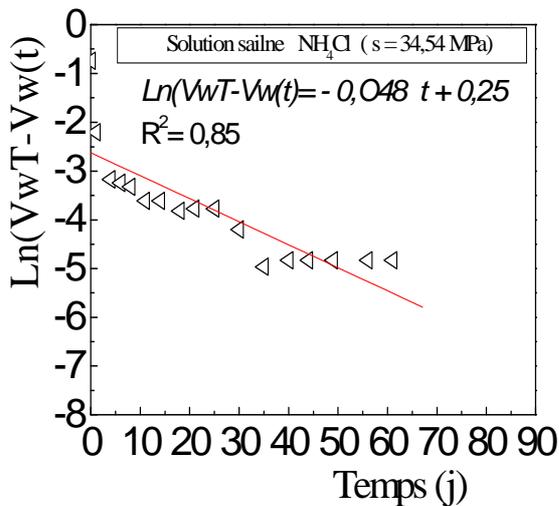
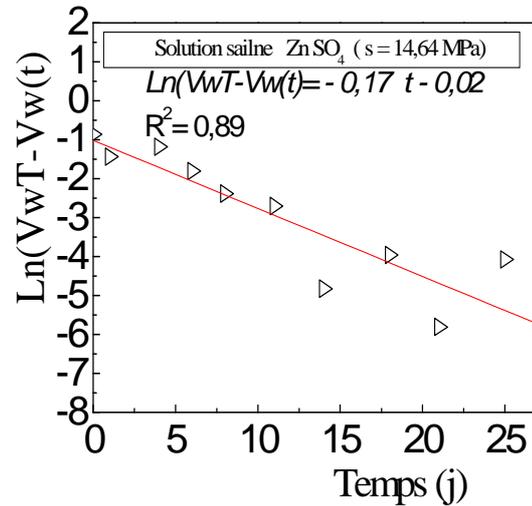
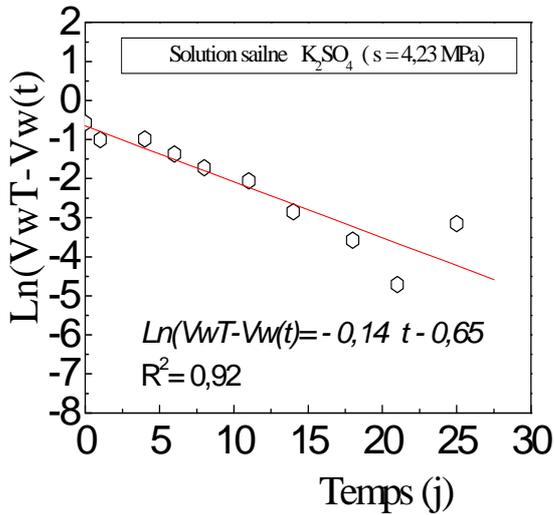
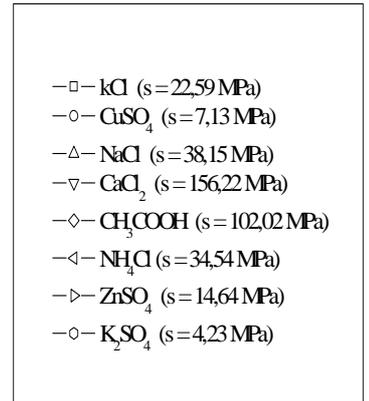


Figure IV.52: Variation du volume d'eau échangé des échantillons en fonction du temps pour différentes succions imposées



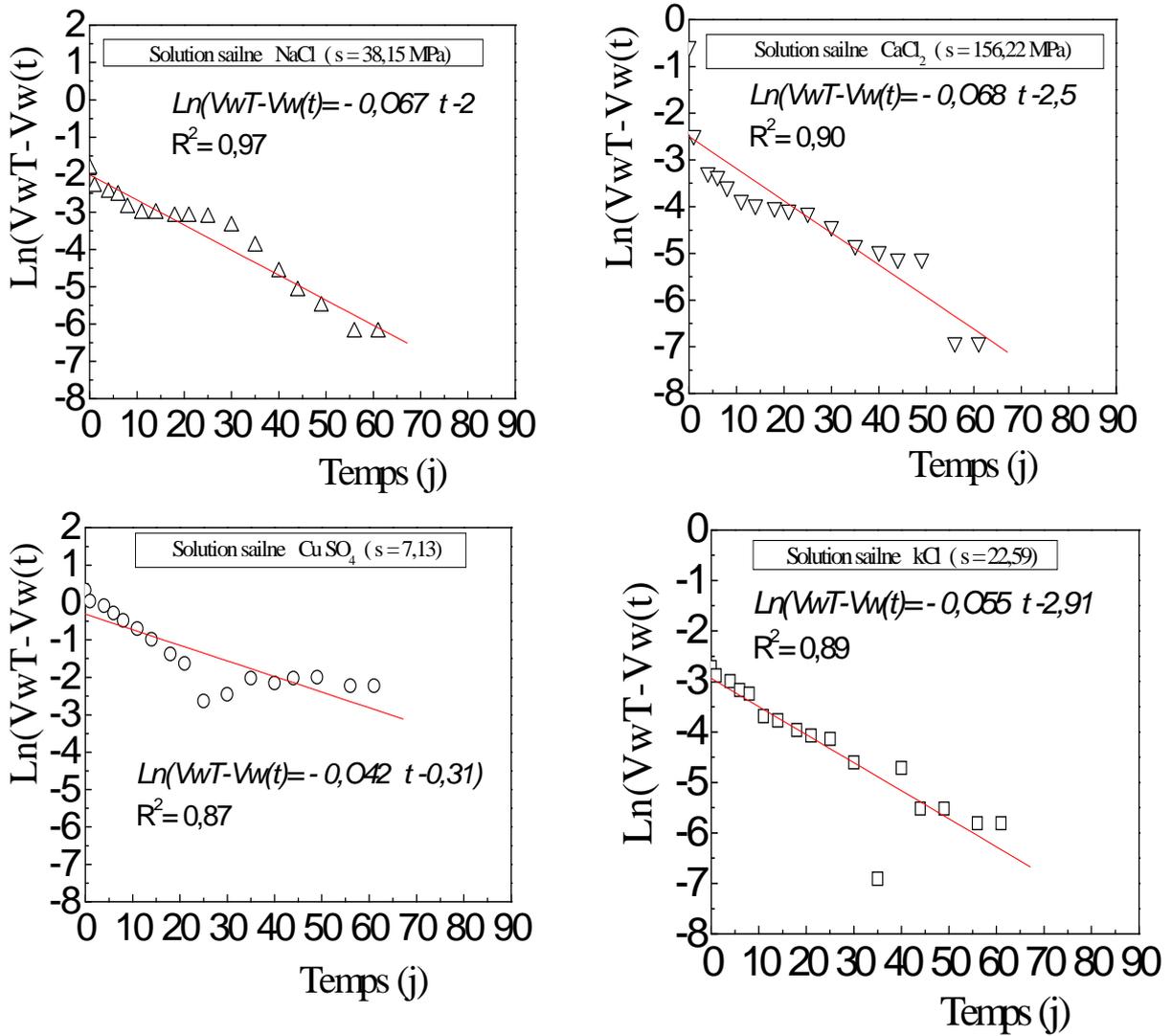


Figure IV.53: Variation du volume d'eau échangé ($\text{Ln}(V_{wT} - V_w(t))$) des échantillons en fonction du temps pour différentes succions imposées

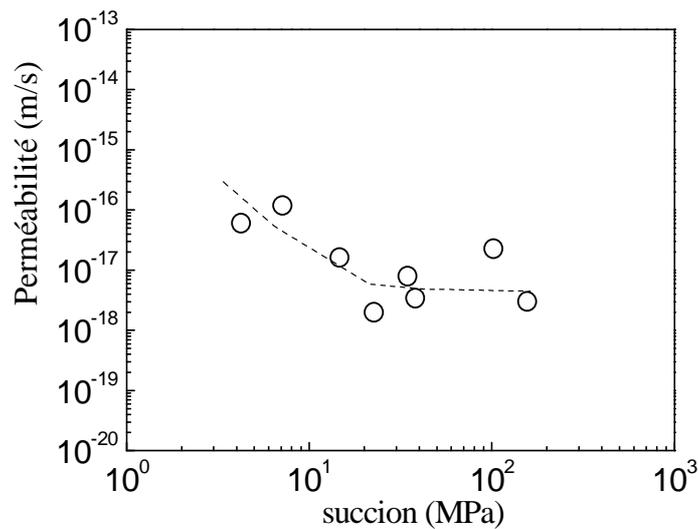


Figure IV.54 : évolution de la perméabilité en fonction de la succion imposée

La figure IV.55 montre le principe de l'évolution de la perméabilité dans le cas où on suppose qu'elle ne dépend que du degré de saturation $k = f(S_r)$ (Sayad-Gaidi, 2003). En partant d'un état saturé ($S_r = 100\%$, $k = k_{sat}$) (point A), la perméabilité reste 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. 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 perméabilité. Ceci est cohérent avec les résultats présentés par Van Genuchten (1978).

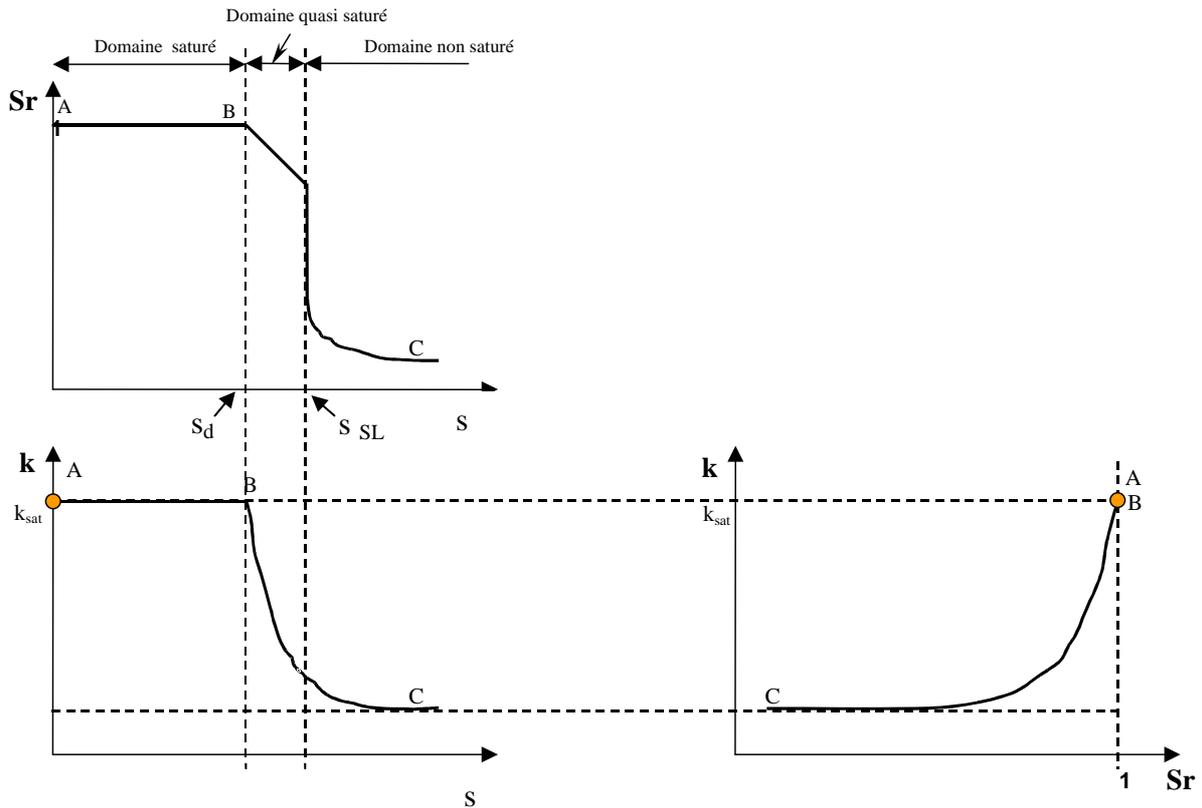
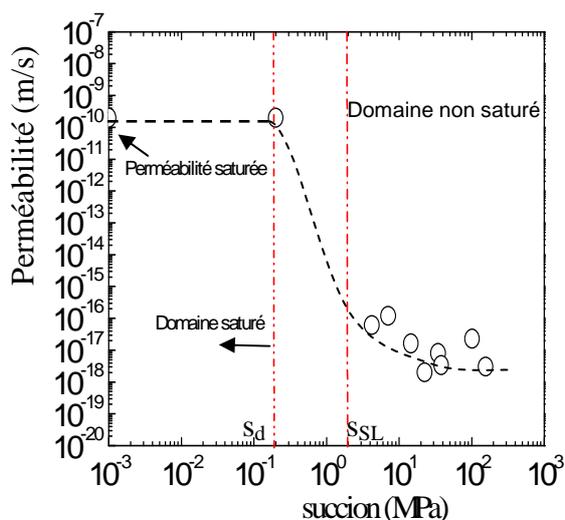


Figure IV.55: Schéma de principe de l'évolution de la perméabilité dans le cas où on suppose qu'elle ne dépend que du degré de saturation $k = f(S_r)$ (Sayad-Gaidi, 2003)

Nous avons représenté dans la figure IV.56 la valeur de la perméabilité saturée mesurée au perméamètre à paroi flexible en régime permanent ($k_{sat} = 2.10^{-9}$ m/s) afin de représenter l'allure du chemin pour des pressions interstitielles négatives. On constate que la perméabilité tend vers un palier pour des succions élevées $s > s_{SL}$.

Figure IV.56: Evolution de la perméabilité en fonction de $\log (s)$

5. Conclusion

Plusieurs conclusions peuvent être tirées de ce chapitre. Les essais préliminaires basés sur le critère de perméabilité (essais œdométriques) ont fait apparaître que la formulation composée de 85 % de sable de dune et 15 % de bentonite satisfait ce critère pour la conception des barrières ouvragées des fonds des (ISD).

Les mesures du coefficient de perméabilité saturée sur le mélange $S_{85}B_{15}$ en régime permanent et en régime transitoire (essai pulse) ont confirmé le choix de la formulation adoptée. Le coefficient de perméabilité saturée du matériau compacté est très peu sensible à la contrainte moyenne effective dans le domaine testé (de 0,4 à 1,4 MPa). Ceci est dû à la forte surconsolidation initiale de l'échantillon compacté à l'OPN qui le rend insensible à ce niveau de contrainte. Par ailleurs, on remarque une différence d'un facteur de 10 environ des mesures effectuées par les deux méthodes. Pour des valeurs de contrainte moyenne effective de consolidation inférieures à 200 kPa, les valeurs de la perméabilité saturée obtenues à l'aide de l'oedomètre sont inférieures à celles obtenues en régime permanent, au delà, les valeurs mesurées à l'aide de l'oedomètre sont légèrement inférieures mais l'ordre de grandeur est conservé.

Les chemins de drainage et d'humidification sur ce mélange $S_{85}B_{15}$ préparé initialement sous forme de pâte, font apparaître un domaine quasi-saturé jusqu'à une succion s_d de l'ordre de 0,1 MPa. 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} . Sur le chemin d'humidification, on observe une hystérésis entre le chemin de drainage et le chemin d'humidification lorsque la succion devient inférieure à s_{SL} . Dans le domaine des fortes succions ($s > s_{SL}$), on observe une quasi-réversibilité entre les deux chemins. Dans le cas du même matériau compacté initialement à l'OPN, le palier de limite de retrait est plus bas que celui de la pâte. Par ailleurs, dans le plan $[\log s, e]$ la pente de gonflement est plus importante que celle de la pâte séchée. En effet, on constate qu'une variation de la teneur en eau de 2% du côté sec et humide de l'OPN n'influe pas sur les chemins de drainage et d'humidification définis à l'OPN.

La technique de mesure de la perméabilité non saturé 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.

Finalement, d'après les résultats du comportement hydrique, nous pouvons avancer que la formulation S₈₅B₁₅ à base de sable de dune et de bentonite adoptée répond parfaitement aux exigences de la réglementation en vigueur du point de vue de la perméabilité.

Le chapitre suivant traite du comportement mécanique de cette formulation afin de vérifier sa tenue sous différentes contraintes

Chapitre V :

Comportement mécanique du mélange sable de dune - bentonite

1. Introduction

Le calcul d'une barrière ouvragée compactée destinée pour les fonds d'installation de stockage des déchets ménagers nécessite la connaissance de son comportement mécanique dans les deux états saturé et partiellement saturé.

Ce chapitre est structuré en deux parties, Dans la première partie, nous présentons d'abord, les essais triaxiaux saturés dans les deux cas consolidé non drainé (CU) et consolidé drainé (CD) pour le mélange « S₈₅B₁₅ ». Pour qu'on puisse comparer les résultats obtenus, les échantillons sont préparés dans les mêmes conditions. En second lieu, et pour voir l'effet de la hauteur de l'échantillon sur les caractéristiques mécaniques dans le cas d'essai consolidé drainé, nous présentons les résultats dans les mêmes plans de chemins de contrainte.

Dans la deuxième partie, nous présentons les résultats des essais triaxiaux non saturés (à teneur en eau constante) pour le même mélange adopté avec différentes contraintes de confinement en faisant varier la teneur en eau initiale et en conservant la même densité sèche.

Ces essais sont complétés par des essais de compression simple.

2. Essais triaxiaux saturés

Dans les mêmes conditions de préparation des échantillons, des essais triaxiaux saturés ont été réalisés sur le mélange S₈₅B₁₅ en conditions drainées CD et non drainées CU avec mesure des pressions interstitielles. L'appareil triaxial de révolution utilisé est le même que celui utilisé pour la mesure de la perméabilité saturée, il est constitué d'une cellule triaxiale de type Bishop et Wesley (Bishop *et al.*, 1965 ; Bishop et Wesley, 1975) et d'un système de chargement. Le tout est relié à un système d'acquisition.

2.1. Préparation des échantillons

Les échantillons du mélange S₈₅B₁₅ ont été préparés par compactage statique à double pistons à une densité sèche et une teneur en eau correspondant à l'Optimum Proctor Normal (le mode opératoire est décrit dans le chapitre précédent). La vitesse de compactage est de 1,14mm/s. Les essais de cisaillement ont été réalisés sur trois échantillons pour chaque type d'essai. Pour qu'on puisse comparer les résultats des deux types d'essais consolidé non drainé et consolidé drainé, les phases de préparation des échantillons, dimensions des échantillons

(élancement $H/D=2$, $H= 70\text{mm}$, $D= 35\text{mm}$), phases de saturation et phases de consolidation sont les mêmes.

2.2. Saturation des échantillons

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 ($\sigma_3=50\text{kPa}$) et une pression à la base de l'échantillon ($u_e=20\text{kPa}$) 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 connections 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 constante. Les valeurs des contraintes et de pression sont :

$$\sigma_3 = 100 \text{ kPa}; u_e = 40 \text{ kPa}; u_s = 0 \text{ kPa}$$

On trace la courbe de variation du volume entrant en fonction du temps (figure 1). Cette courbe peut nous donner une première estimation de la perméabilité, lorsqu'on remarque que la pente est constante.

On constate d'après la figure (V.1), après l'injection de volume d'eau à la base, une perturbation au début de l'essai traduite par la non linéarité de la courbe, suivie par une pente régulière (intervalle de temps compris entre 2000 et 6000 s).

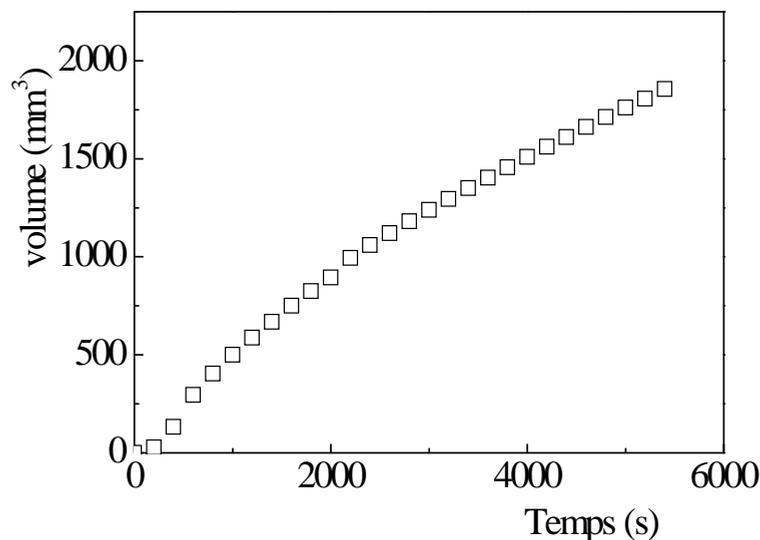


Figure V.1 : variation du volume entrant en fonction du temps (1^{ère} phase de saturation)

• **Deuxième phase de saturation**

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 (dans ce cas l'échantillon n'a subi aucun changement);
- 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. Pour confirmer la saturation, l'opération est répétée en quatre phases. La valeur du coefficient B de Skempton est déterminée dans les essais de perméabilité (chapitre IV), cette valeur vaut 0,96 pour une contre pression d'environ 200 kPa.

• **Remarque** : les pressions appliquées à la base doivent être supérieures à 400kPa (Taibi, 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 bulles d'air existant dans l'échantillon et qui sont coincées, de même pour les tubes. Dans notre cas, les contres pression appliquées atteignent des valeurs de 600 kPa.

- Les valeurs de σ'_3 , σ_3 et u_e sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Contre pressions appliquée pour la saturation (2^{ème} phase)

	σ_3	$u_e=u_s$	σ'_3
Stabilisation et homogénéisation	100	40	60
Application par palier des contres pressions	1	160	60
	2	360	60
	3	560	60
	4	660	60

La figure V.2 montre les phases de saturation par application par paliers des contres pressions, où on constate l'évolution du volume entrant jusqu'à atteindre le palier de stabilisation.

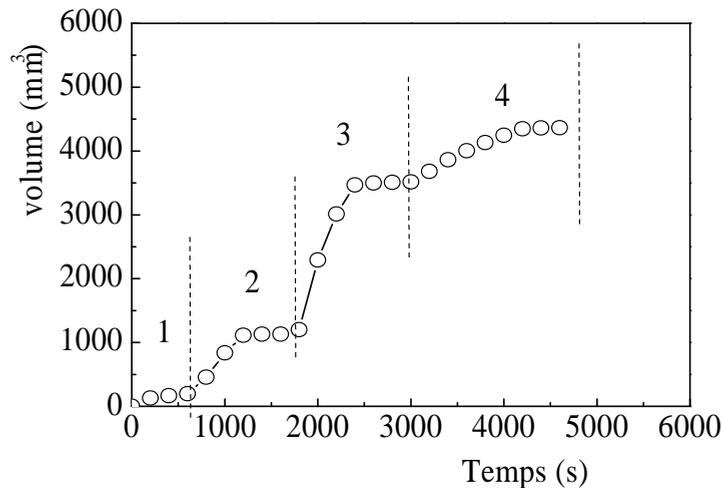


Figure V. 2 : variation du volume entrant en fonction du temps (2^{ème} phase de saturation)

2.3. Consolidation des échantillons

Après la phase de saturation, l'étape suivante avant le cisaillement de l'échantillon est la consolidation par paliers. La procédure de consolidations des échantillons est la suivante :

- maintenir les robinets de sortie et d'entrée connectés et ouverts (en maintenant $u_e = u_s = 600\text{kPa}$);
- application de contraintes de confinement supérieures à celles appliquées à la saturation tout en maintenant les pressions à la base et à la sortie constantes, dans ce cas là, la contrainte moyenne effective augmente;
- augmentation de la contrainte de confinement par paliers, de préférence trois paliers ou plus (augmentation de la contrainte moyenne effective);
- arrêt de la consolidation à la contrainte moyenne effective σ'_3 ciblée pour effectuer l'essai de cisaillement.

Le tableau V.2 présente les contraintes moyennes effectives de consolidation appliquées 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 V.3 montre les phases de consolidation pour les trois échantillons jusqu'à la contrainte effective de cisaillement désirée (200kPa, 400kPa et 600kPa).

Tableau V.2: Contraintes moyennes effectives appliquées pour la consolidation

	σ_3	$u_e = u_s$	σ'_3
Echantillon 1	700	600	100
	750	600	150
	800	600	200
Echantillon 2	800	600	200
	900	600	300
	1000	600	400
Echantillon 3	900	600	300
	1000	600	400
	1100	600	500
	1200	600	600

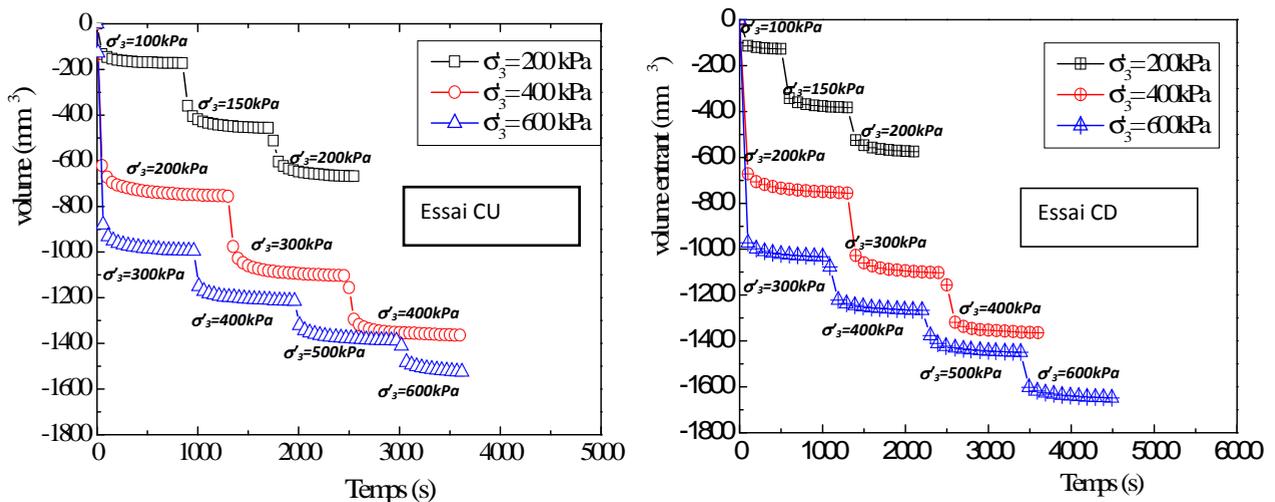


Figure V.3: Variation du volume en fonction du temps (Phase de consolidation)

Le cisaillement des échantillons dans le cas des essais « consolidé non drainé » est effectué à une vitesse de 0,1 mm/min. Dans le cas des essais « consolidé drainé », le cisaillement des échantillons est effectué à une vitesse de cisaillement est de 0,01 mm/min.

3. Présentation des résultats des essais de cisaillement (CU et CD)

3.1. Résultats des essais triaxiaux (CU)

La photo de la figure V.4, 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 les contraintes moyenne effective 400 kPa et 600 kPa. Pour la contrainte moyenne effective de 200 kPa, on remarque que le plan de rupture n'apparaît pas bien et qu'il y'a presque un poinçonnement (forme de tonneau), cela est dû à la contrainte de compactage qui est supérieure à cette contrainte.

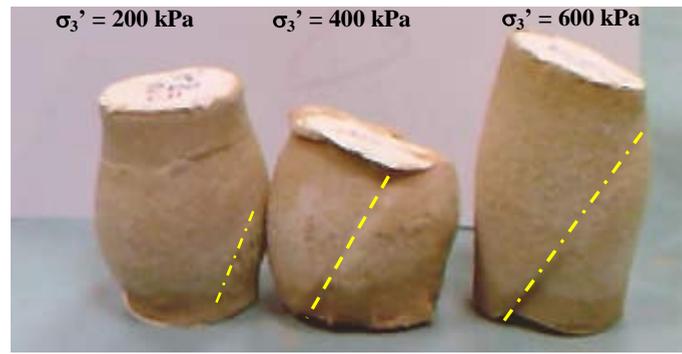


Figure V.4. Etat des échantillons à la fin des essais de cisaillement CU sur le mélange S₈₅B₁₅ (Gueddouda et al., 2010a)

La figure V.5 montre la variation de la contrainte déviatorique q (kPa) en fonction des déformations axiales ϵ_1 (%). 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 V.5). La partie zoomée sera éliminée (les valeurs initiales de q) et (ϵ_1) sont éliminées).

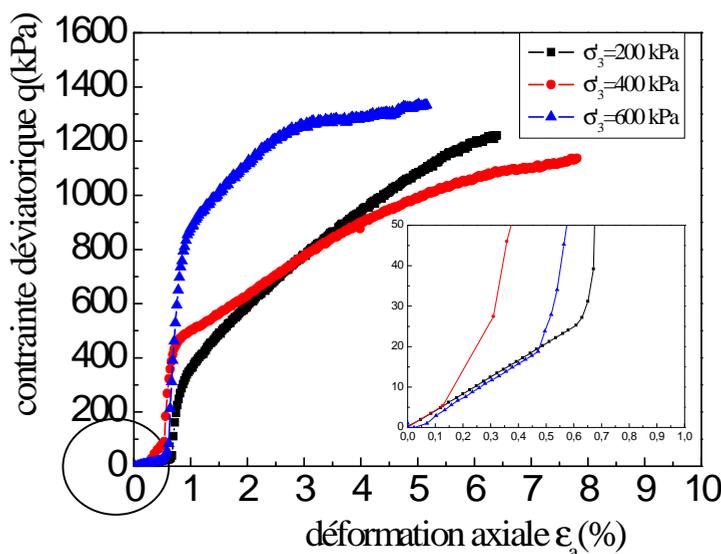


Figure V.5 : variation de la contrainte déviatorique en fonction des déformations axiales

Pour interpréter les résultats de cet essai, on a tracé les courbes représentées dans la figure V.6. Cette figure présente les résultats dans les plans $[\varepsilon_1-q]$; $[p'-q]$; $[\varepsilon_1-u]$; $[\varepsilon_1-u]$; $[p'-e]$; $[\log p'-e]$.

Dans le plan $[\varepsilon_1-q]$, 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 (Biarez & Hicher, 1990 ; Cuisinier et al., 2003). Cet état est suivi de déformations plastiques qui dans le cas général se poursuivent jusqu'à la rupture sans faire apparaître des paliers francs (voir photos de la figure V.4). Ce type de comportement est caractéristique des sols fortement surconsolidés (Biarez et Hicher, 1990).

Dans les plans $[\varepsilon_1-u]$ et $[\varepsilon_1-\Delta u]$, on constate qu'il y'a une augmentation suivie d'une diminution de la pression interstitielle ce qui nous indique que l'échantillon passe de l'état contractant à l'état dilatant. En principe, l'apparition de localisations (discontinuités cinématiques) se traduit par des pics de résistance dans le plan $[\varepsilon_1-q]$, suivis de chutes brusques du déviateur de contrainte avant de tendre vers un palier qui traduit le glissement plan sur plan le long de la discontinuité. Dans notre cas, on remarque une augmentation continue du déviateur de contrainte même après l'apparition de discontinuités. Ceci est du au caractère dilatant du matériau compacté qui est fortement surconsolidé (OCR relativement égale = 5 et 2,5). Cette tendance à la dilatance se traduit par une baisse 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 $[p'-q]$, 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 caractérisée par une pente $M_{\max} = 1$. Cette droite enveloppe se situe au-dessus 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 $M'_{NC} = 1,13$. La pente M'_{\max} coupe l'axe du déviateur q en une valeur de $q_0 = 350$ kPa.

Dans les plans $[p' - e]$, $[\log p' - e]$, 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 0,12.

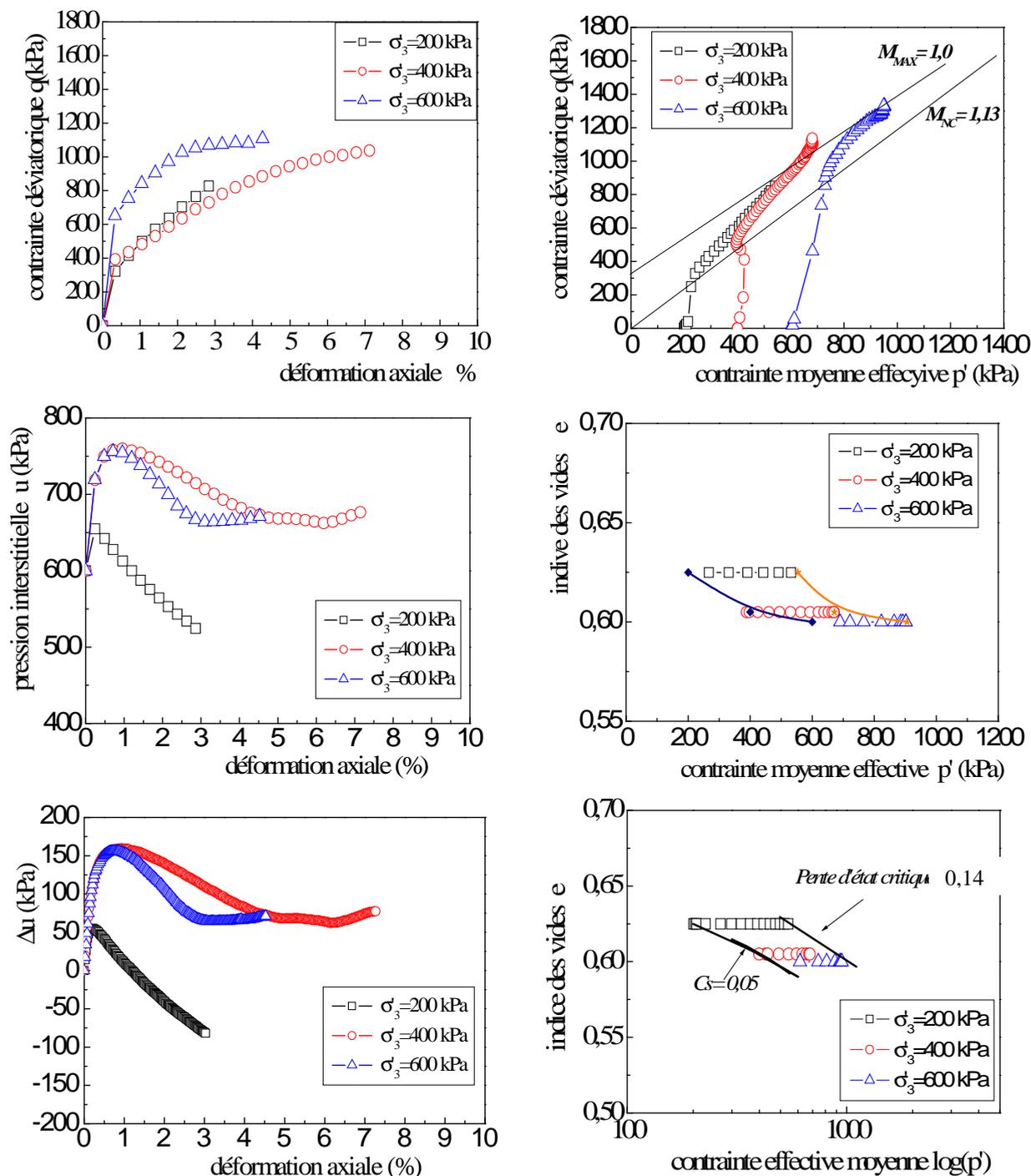


Figure V.6: essais triaxiaux CU du mélange S₈₅B₁₅ compacté

3.2. Résultats des essais triaxiaux (CD, H =70mm)

La photo de la figure V.7 montre l'état des échantillons après la phase de cisaillement. Le mode de rupture des échantillons est le même que celui de l'essai CU.

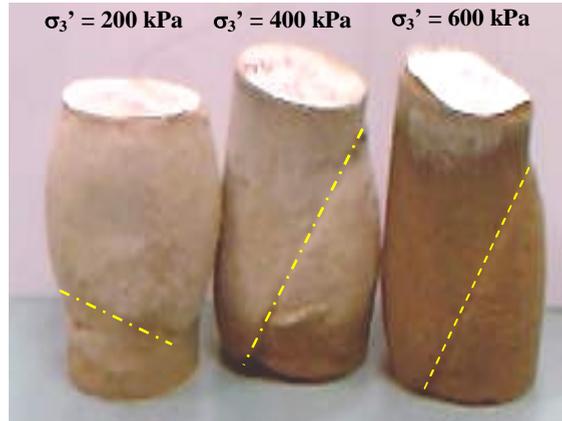


Figure V.7 : Etat des échantillons à la fin des essais de cisaillement CD sur le mélange S₈₅B₁₅ (Gueddouda et al., 2010a)

La figure V.8 présente les résultats dans les plans $[\epsilon_1 - q]$; $[p' - q]$; $[\epsilon_1 - e]$; $[p' - e]$; $[\log p' - e]$; $[\nu - 1]$.

Dans le plan $[\epsilon_1 - q]$, dans le cas général, les déformations plastiques se poursuivent jusqu'à la rupture sans faire apparaître des paliers francs, exception faite pour $\sigma_3' = 600$ kPa. Ce type de comportement est caractéristique des sols fortement surconsolidés (Biarez et Hicher, 1990). Le plan de rupture commence à se sentir pour les contraintes moyennes effectives de 400 kPa et de 600 kPa, ceci est montré clairement dans la photo de figure V.7.

Dans le plan $[p' - q]$, le déviateur des contraintes augmente de manière linéaire avec la pression moyenne effective p' avec une pente de 1/3, jusqu'au maximum pour rejoindre la droite enveloppe des résistances maximales caractérisée par une pente $M_{\max} = 1$. Cette droite enveloppe se situe au-dessus du critère de plasticité parfaite du même sol normalement consolidé, déterminé à partir des corrélations de (Biarez et Favre, 1975) avec $M'_{NC} = 1,13$. La pente M_{\max} coupe l'axe du déviateur q en une valeur de $q_0 = 360$ kPa.

Dans le plan $[p' - e]$, pendant l'écrasement, les indices des vides présentent une diminution suivie par une augmentation jusqu'à rejoindre l'enveloppe des indices des vides finaux. Cette diminution et augmentation de l'indice des vides caractérisent l'état d'un sol qui passe de la contractance à la dilatance.

Dans le plan $[\log p' - e]$, on remarque que les échantillons suivent d'abord la droite de pente C_s jusqu'au maximum de la contractance pour remonter brusquement en direction de la droite d'état critique (dilatance). Les échantillons suivent un chemin pour rejoindre la droite d'état critique. En reliant les points finaux, on peut obtenir une droite de pente 0,12.

Dans le plan $[\epsilon_1 - \epsilon_v]$, on constate que la variation volumique est faible pour de faibles déformations axiales ($\epsilon_1 < 0,5 \%$). Au-delà, la courbe s'inverse, autrement dit, augmentation continue des variations volumiques avec les déformations axiales (dilatance).

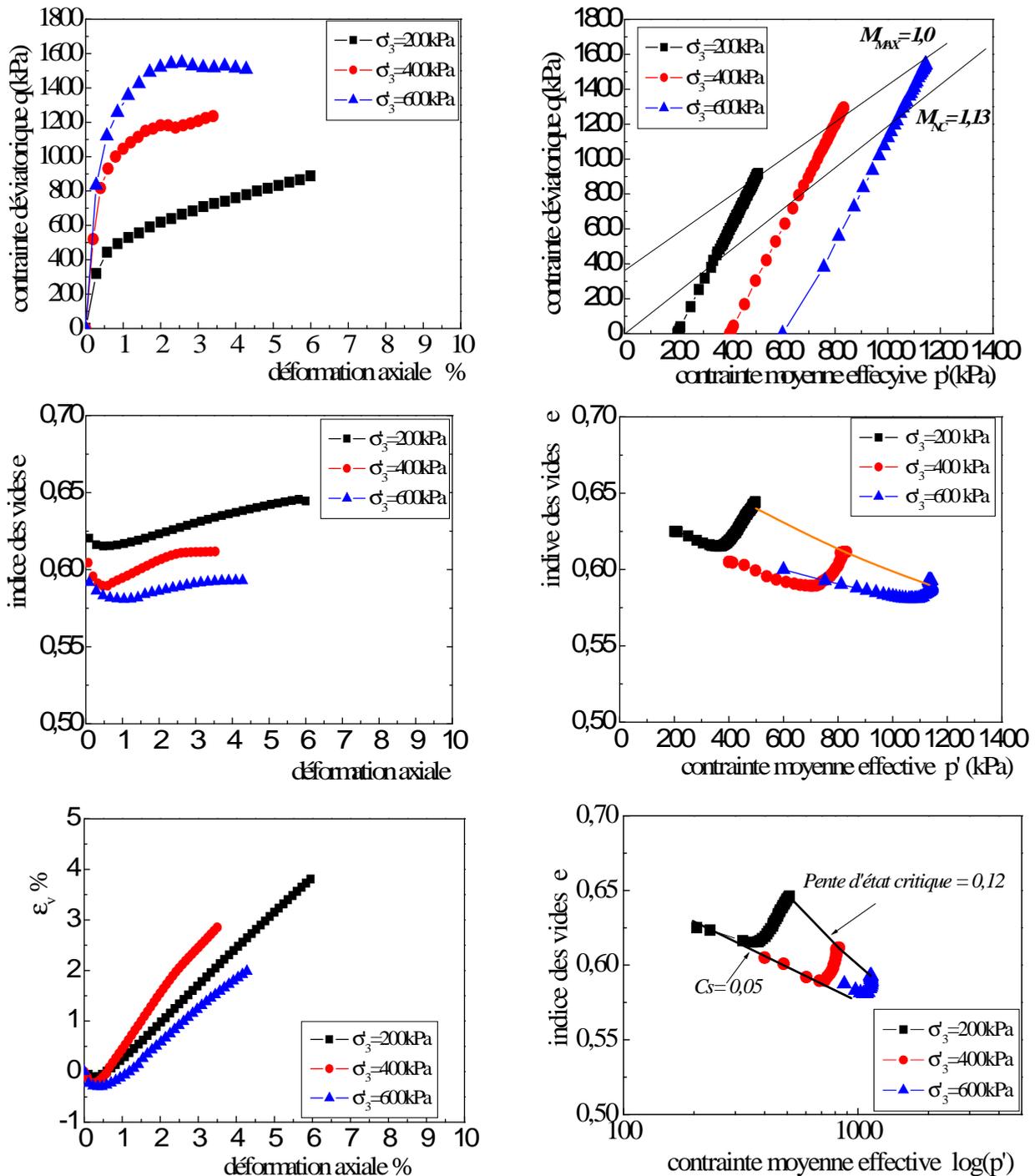


Figure V.8 : essais triaxiaux drainés CD sur le mélange compacté 85% S+15% B

3.3. Résultats des essais triaxiaux (CD, H=50 cm)

Pour étudier l'effet de la hauteur de l'échantillon (l'élanement H/D) sur le comportement mécanique des échantillons compactés, on a réalisé des essais CD sur des échantillons de hauteur 50 mm (élanement H/D =1,25). La préparation des échantillons est effectuée dans les mêmes conditions que les échantillons de hauteur 70 mm.

3.3.1. Phase de consolidation

La figure V.9 présente les phases de consolidations des trois échantillons jusqu' à la contrainte moyenne effective de cisaillement désirée (200kPa, 400kPa et 600kPa).

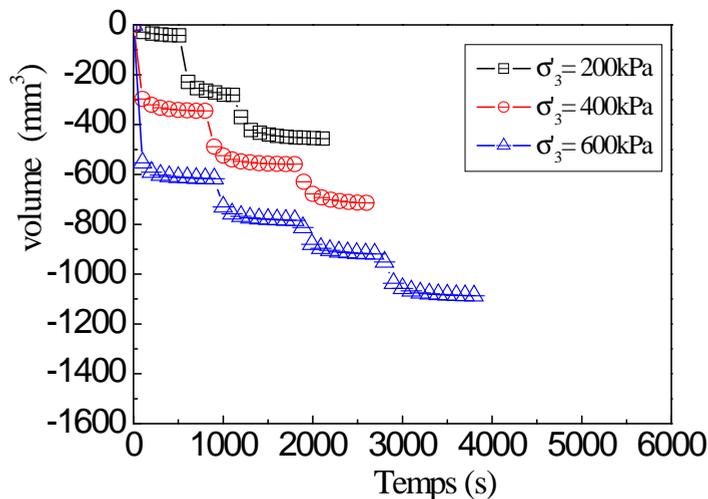


Figure V.9: variation du volume entrant en fonction du temps

3.3.2. Phase de cisaillement

D'après la photo de la figure V.10, on remarque l'absence des plans de rupture après la phase de cisaillement. Les échantillons ont subi un poinçonnement (*une déformation en « tonneau »*).

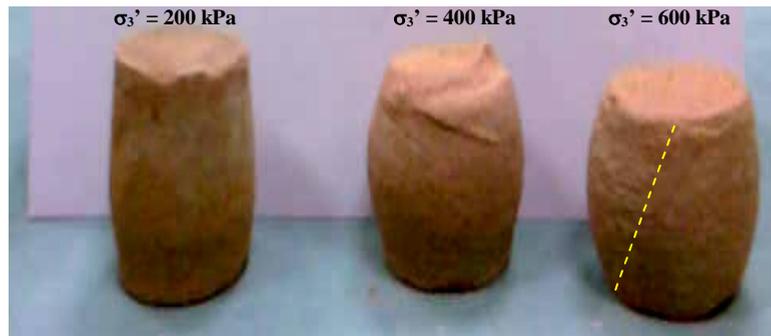


Figure V.10 : Etat des échantillons à la fin des essais de cisaillement CD sur le mélange S₈₅B₁₅ (H= 50mm)

La figure V.11 présente les résultats dans les plans $[\epsilon_1-q]$; $[p'-q]$; $[\epsilon_1-e]$; $[p'-e]$; $[\log p'-e]$; $[\epsilon_1-\epsilon_v]$.

L'allure des courbes dans le plan $[\epsilon_1-q]$ est similaire pour toutes les contraintes moyennes effectives. On remarque une augmentation importante de la contrainte déviatoire pour une très faible valeur de la déformation axiale ($\epsilon_1 < 0,5 \%$). Ceci traduit la rigidité initiale importante de l'état OPN.

Le plan $[\epsilon_1-e]$ présente une légère contractance pour $\epsilon_1 \cong 0,5 \%$. Cette évolution atteint un extremum et sa tendance s'inverse, autrement dit, on observe une dilatance des échantillons.

Dans le $[p'-q]$, le déviateur des contraintes augmente de manière linéaire avec la pression moyenne effective p' , avec une pente de $1/3$, jusqu'au maximum pour rejoindre la droite enveloppe des résistances maximales caractérisée par une pente $M_{\max} = 1,2$. La pente M_{\max} coupe l'axe du déviateur en une valeur de $q_0 = 300$ kPa.

Dans le plan $[p'-e]$, pendant l'écrasement, les indices des vides présentent une diminution suivie par une augmentation jusqu'à rejoindre l'enveloppe des indices des vides finaux. Cette diminution et augmentation de l'indice des vides caractérisent l'état d sol qui passe de la contractance à la dilatance.

Dans le plan $[\log p'-e]$, on remarque que les échantillons suivent d'abord la droite de pente C_s jusqu'au maximum de la contractance pour remonter brusquement en direction de la droite d'état critique (dilatance). Les échantillons suivent un chemin pour aller rejoindre la droite d'état critique. En reliant les points finaux, on peut obtenir une droite de pente $0,14$.

Dans le plan $[\epsilon_1 - \epsilon_v]$, on constate que les déformations volumiques présentent une légère diminution pour $\epsilon_1 \cong 0,5 \%$ caractérise l'état contractant, au-delà, la courbe s'inverse, autrement dit, augmentation continue des variations volumiques avec les déformations axiales (dilatance).

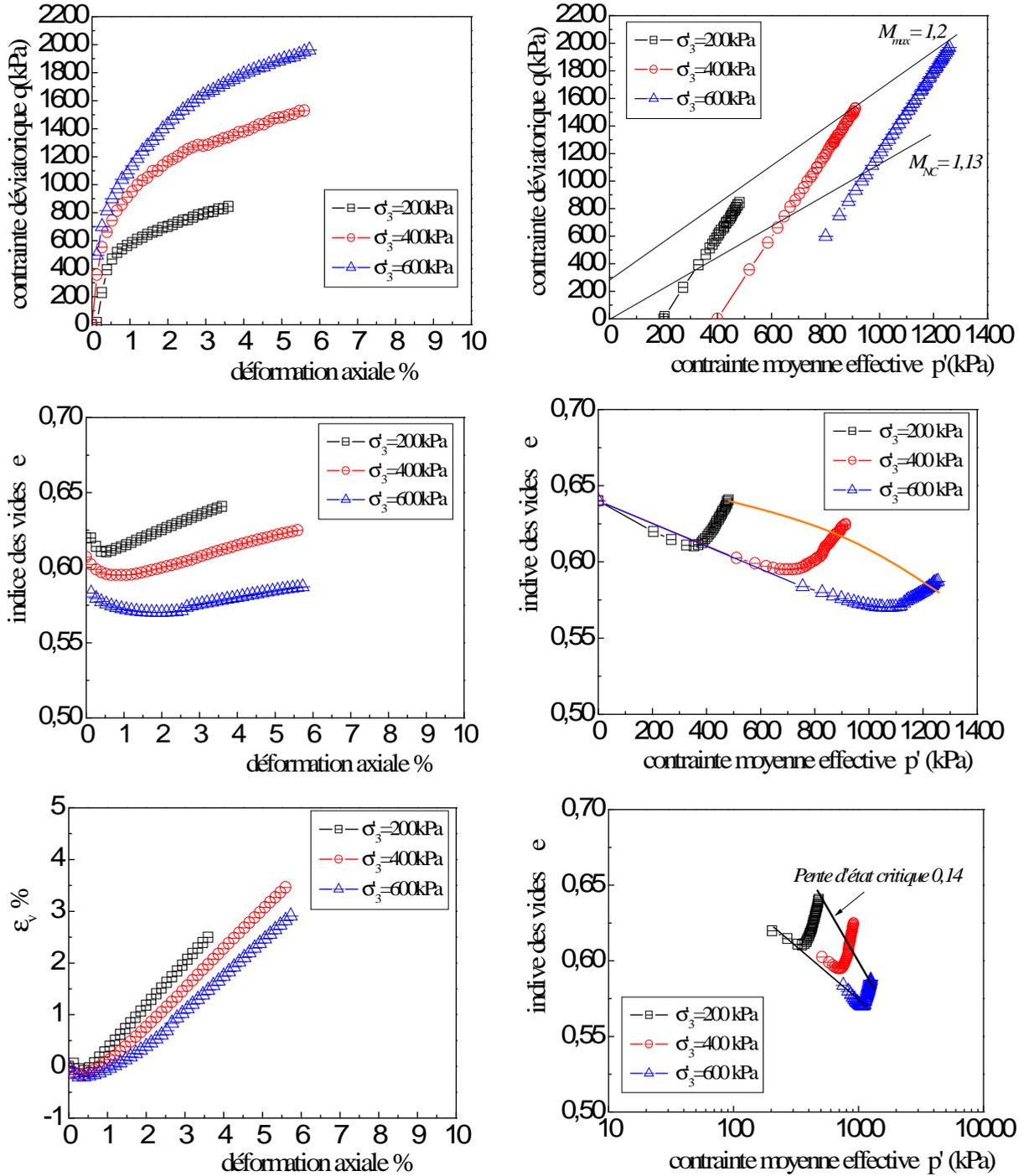


Figure V.11 : essais triaxiaux drainés CD (H=50mm)

3.4. Comparaison des essais triaxiaux saturés

3.4.1. Comparaison entre les essais (CU) et (CD) pour H= 70 mm

Les photos de la figure V.12 présentent les états des échantillons après la phase de cisaillement.

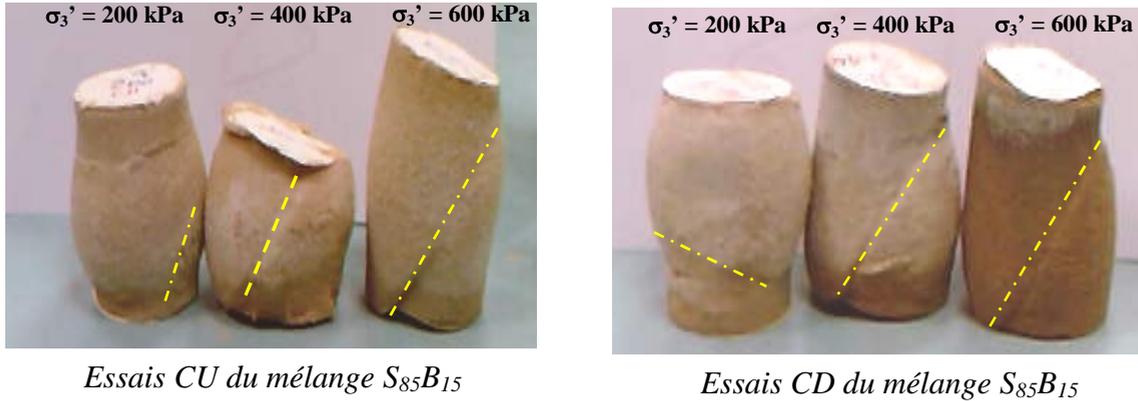


Figure V.12 : Etats des échantillons à la fin des essais de cisaillement dans les deux cas CU et CD (Gueddouda et al., 2010a)

La figure V.13 présente ces résultats dans les plans $[\epsilon_1-q]$; $[p'-q]$; $[\epsilon_1-e$ ou $u]$; $[\log p' - e]$.

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. Dans le cas des essais CD, les contraintes déviatorique maximales sont supérieures à celles des essais CU.

Les plans $[\epsilon_1-e$ ou $u]$ montrent respectivement pour $\epsilon_1 \cong 0,5$ % une légère contractance 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 une dilatance 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 $M_{\max} = 1$.

Dans les plans $[p' - e]$ et $[\log p' - e]$, on remarque que l'indice des vides critique se trouve sur les mêmes courbes en conditions drainée et non-drainée.

Les résultats des essais ont permis de déterminer les valeurs de la cohésion effective c' et de l'angle de frottement interne φ' à partir des valeurs de q_0 et de la pente M_{\max} dans le plan $[p' - q]$ tels que :

$$M = \frac{6 \cdot \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \quad q_0 = \frac{6 \cos \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \cdot C'$$

Les caractéristiques mécaniques du mélange S₈₅B₁₅ sont synthétisées dans le tableau V.3.

Tableau V.3 : caractéristiques mécaniques du mélange S₈₅B₁₅ (Gueddouda et al., 2010)

Type d'essai	Plan [p' - q]				Plan [log p'-e]	
	q ₀ (kPa)	M _{max}	φ'°	C'(kPa)	Pente CSL	C _s
CU	350	1	26	150	0,12	0,05
CD						

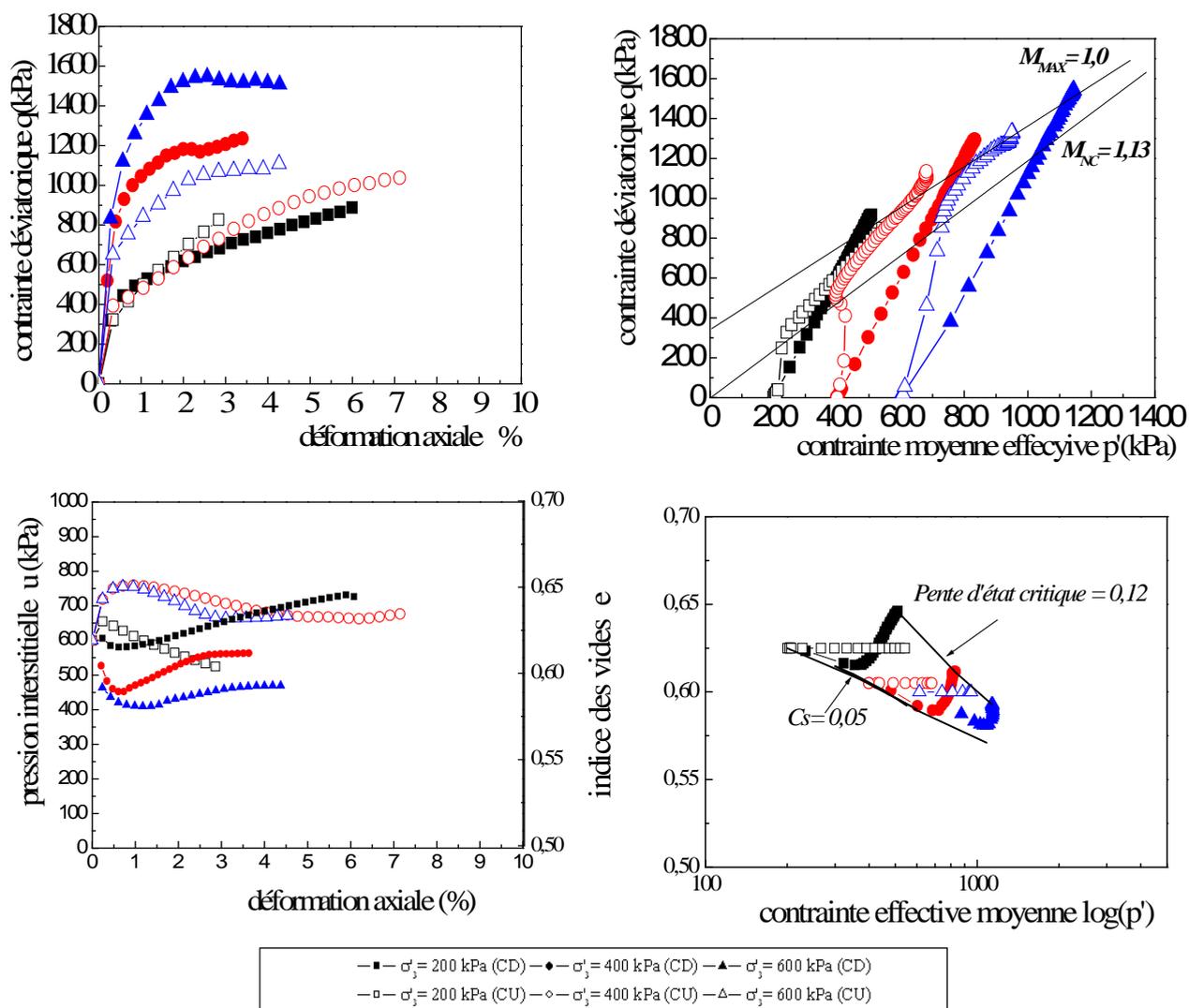


Figure V.13 : chemins de contraintes des essais CU et CD pour H=70 mm (Gueddouda et al., 2010 a)

3.4.2. Comparaison des essais CD pour différentes hauteurs des échantillons ($H=70\text{ mm}$ et $H=50\text{ mm}$)

Dans le but de voir l'effet de l'élancement des échantillons sur les chemins de contraintes, on a réalisé les essais triaxiaux consolidés drainés pour différents élancements ; le premier avec un élancement de 2 ($H/D=2$) et le second avec un élancement de 1,25 ($H/D=1,25$), les diamètres des échantillons étant les mêmes ($D=35\text{ mm}$).

Les résultats des deux essais seront superposés dans les mêmes plans.

La figure V.14 montre les phases de consolidation pour les trois échantillons jusqu'à la contrainte effective de cisaillement désirée (200kPa, 400kPa et 600kPa). On constate que le volume d'eau injecté dans les échantillons pour le cas de l'élancement 2 est supérieur à celui de l'élancement 1,25. Ceci est dû à la différence de hauteur des échantillons (donc de leurs volumes).

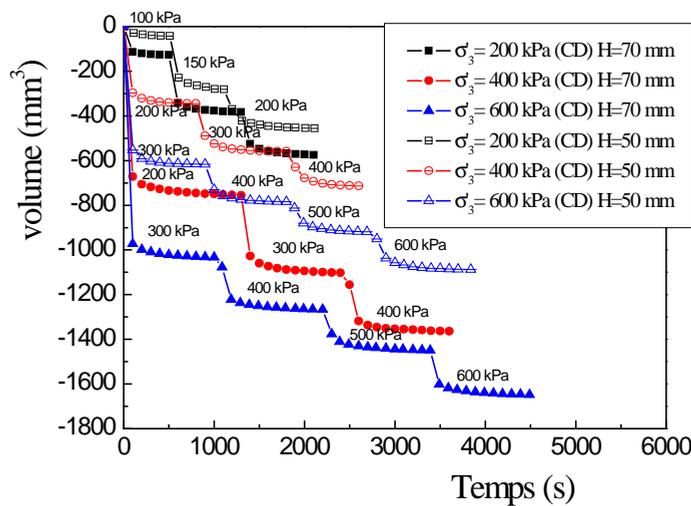
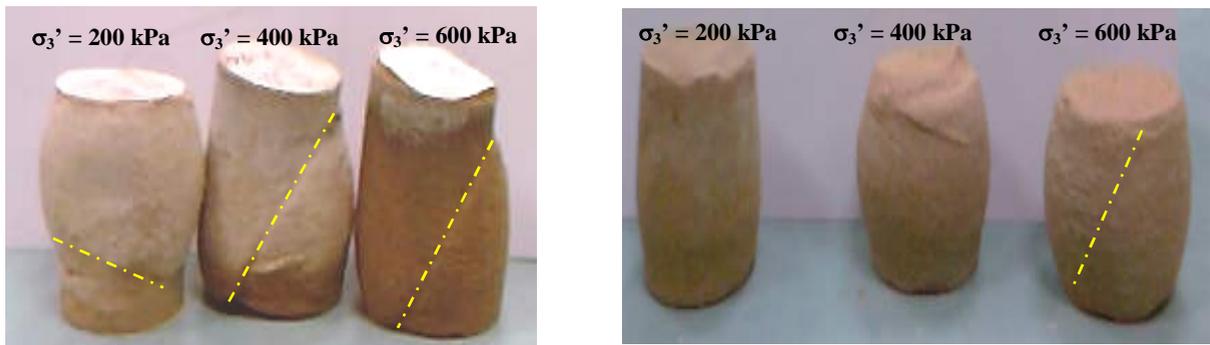


Figure V.14 : phases de consolidation des essais CD pour différentes hauteurs des échantillons

Les photos de la figure V.15, présente les états des échantillons après la phase de cisaillement. On remarque que pour une contrainte de 200 kPa et dans les deux cas étudiés, l'absence du plan de rupture (cas d'un poinçonnement). Pour les contraintes de 400 et 600 kPa, l'apparition du plan de rupture est bien claire dans le cas où la hauteur de l'échantillon est de 70 mm, par contre, on note toujours l'absence du plan de rupture pour la hauteur d'échantillon $H=50\text{ mm}$.



Essais CD du mélange $S_{85}B_{15}$
($H=70\text{ mm}$)

Essais CD du mélange $S_{85}B_{15}$
($H=50\text{ mm}$)

Figure V.15 : Etats des échantillons à la fin des essais de cisaillement dans le cas CD pour les deux hauteurs des échantillons

La figure V.16 présente les résultats dans les plans $[\epsilon_1 - q]$; $[p' - q]$; $[\epsilon_1 - e]$; $[\log p' - e]$.

Dans le plan $[\epsilon_1 - q]$, l'allure des courbes est semblable dans les deux cas étudiés. 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 ($H = 70 \text{ mm}$) à $\sigma'_3 = 600 \text{ kPa}$. A titre d'exemple, pour les deux essais confinés à $\sigma'_3 = 600 \text{ kPa}$, on remarque dans le cas de l'échantillon avec $H = 70 \text{ mm}$ l'apparition d'un plan de glissement qui démarre au trois quarts ($\frac{3}{4}$) de la hauteur totale et rejoint la base de l'échantillon. Cette localisation permet à la partie supérieure de l'échantillon de glisser facilement sur la partie inférieure, d'où l'apparition dans le plan $[\epsilon_1 - q]$ d'un palier franc. En revanche, on constate dans le cas de $H = 50 \text{ mm}$ l'amorce d'un plan de glissement qui démarre de la tête de l'échantillon vers la base avec la même inclinaison que dans le cas $H = 70 \text{ mm}$. Comme la tête et la base de l'échantillon sont frettés par les pierres poreuses, ce frettage empêche le développement de ce plan de glissement amorcé et donc, empêche aussi l'apparition d'un plan dans le plan $[\epsilon_1 - q]$ (figure V.15). Dans le cas des essais CD ($H = 50 \text{ mm}$), les contraintes déviatorique sont supérieures à celles des essais CD ($H = 70 \text{ mm}$).

Dans le plan $[\epsilon_1 - e]$, on constate une légère contractance pour des faibles déformations axiales, puis une dilatance des échantillons avec une tendance vers des paliers ceci pour le cas ou $H = 70 \text{ mm}$. En revanche, on note une dilatance continue pour $H = 50 \text{ mm}$.

Dans le $[p' - q]$, la droite enveloppe des résistances maximales des essais CD pour $H = 50 \text{ mm}$ est en dessus de celle des essais CD pour $H = 70 \text{ mm}$. Ceci montre la rigidité des échantillons de faible hauteur, et par conséquent une résistance supérieure.

Dans le plan $[\log p' - e]$, la droite d'état critique pour les essais CD ($H = 50 \text{ mm}$) est en dessus de celle de l'essai CD ($H = 70 \text{ mm}$), cela nous indique que plus l'élancement des échantillons est grand, plus la rupture se produit rapidement.

Les caractéristiques mécaniques du mélange $S_{85}B_{15}$ sont synthétisées dans le tableau V.4.

Tableau V.4 : caractéristiques mécaniques du mélange $S_{85}B_{15}$

Type d'essai	Plan $q=f(P')$	M_{\max}	ϕ'°	$C'(kPa)$	Plan $e = \log(p')$	
	q_0 (kPa)				Pente CSL	C_s
CD ($H=70\text{mm}$)	350	1	26	150	0,12	0,05
CD ($H=50\text{mm}$)	300	1,2	30	170	0,14	0,07

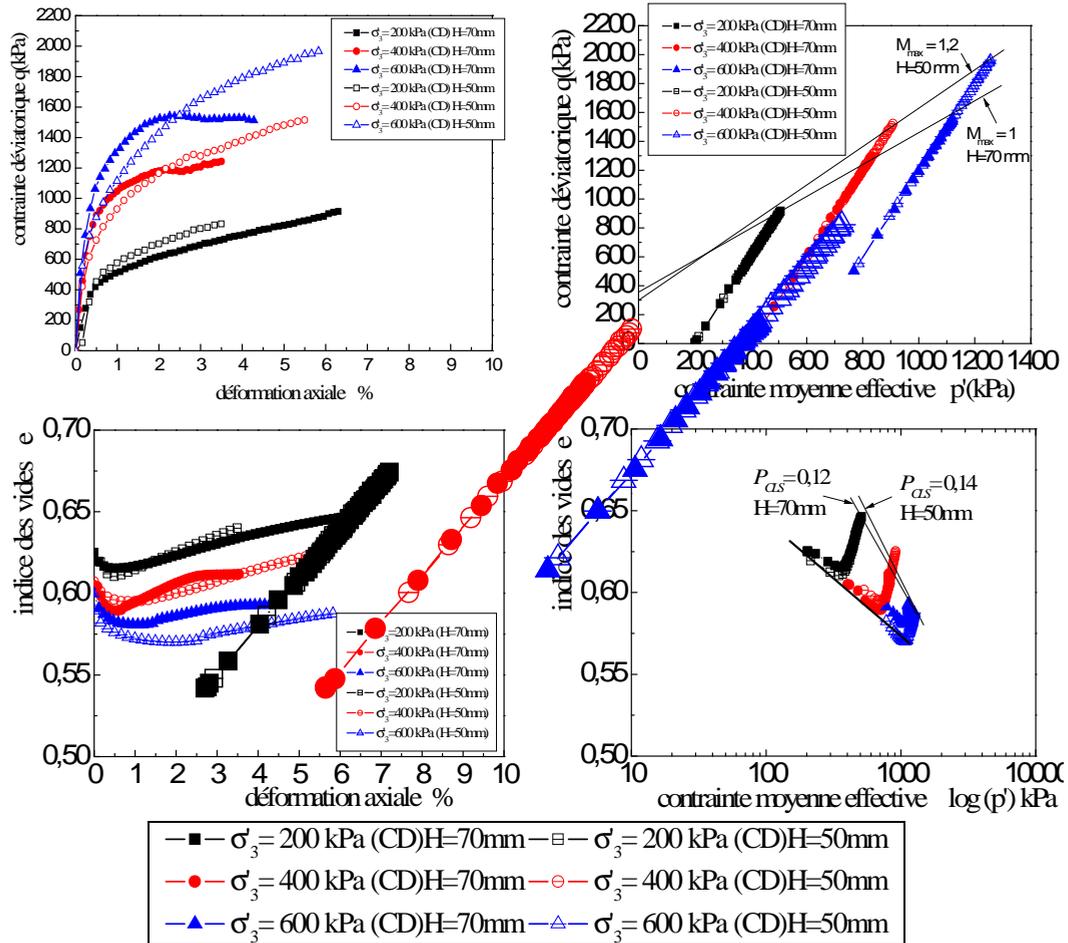


Figure V.16 : Chemins de contraintes des essais CD pour différentes hauteurs des échantillons

4. Module sécant E_{50}

Le module sécant E_{50} , est défini comme étant le module sécant pour une déformation $\epsilon_{1(50)}$ correspondant à 50 % de la résistance maximale. On remarque que le E_{50} croit quand la contrainte moyenne effective augmente. De plus, on constate aussi que, dans le cas des essais drainés, les valeurs de E_{50} sont plus élevées que celles pour les essais non drainés pour la même contrainte moyenne effective (figure V.17).

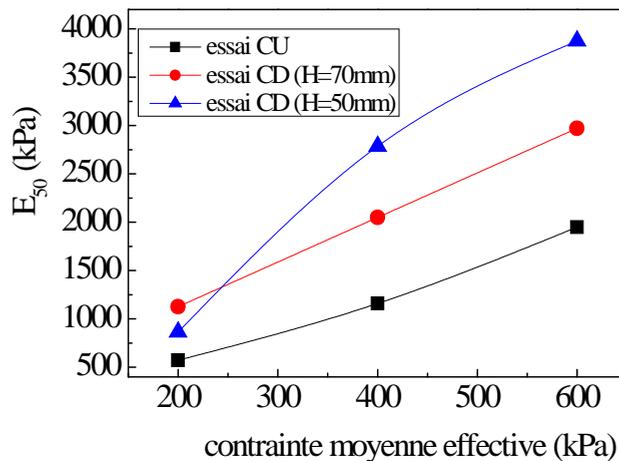


Figure V.17 : variation du E_{50} en fonction de la contrainte moyenne effective des trois essais

5. Essais triaxiaux à teneur en eau constante (essais non saturés)

5.1. Préparation des échantillons

Nous avons mené des essais triaxiaux à teneur en eau constante pour différents degrés de saturation du côté sec et humide de l'Optimum Proctor Normal ($w_{opt} = 15\%$). Les teneurs en eau utilisées sont : 4, 8, 12, 15 et 17 %.

La préparation des éprouvettes est effectuée sur le mélange $S_{85}B_{15}$ selon le poids volumique sec maximum $\gamma_{dmax} = 17 \text{ kN/m}^3$ (OPN). La préparation comprend les étapes suivantes :

- Mélange manuel dans la proportion massique de 15% de bentonite et de 85% de sable de dune ;
- Ajout de la quantité d'eau nécessaire pour l'obtention de la teneur en eau désirée 4, 8, 12, 15 et 17 % ;
- Versement de la quantité du mélange du matériau dans le moule de compactage (compactage statique à double piston) jusqu'à une hauteur de 5cm;
- Mettre trois papiers filtres WN°42 pour permettre la mesure de la succion matricielle ;
- Mettre la quantité de matériau nécessaire pour 1cm de hauteur au dessus des papiers filtres. Cette procédure consiste à déterminer les paramètres d'état après le compactage de l'échantillon (l'état initial de l'échantillon (e, w, S_r , succion)) ;
- Compactage statique à double piston dans un moule spécial de diamètre 35mm. Les différentes pièces métalliques étant graissées au préalable par une graisse à base de silicone. La vitesse de déplacement de la presse est fixée à 1,14mm/s. Les dimensions des échantillons pour les essais de cisaillement sont : $D=35\text{mm}$, $H = 50 \text{ mm}$ (figure V.18) ;
- Après le compactage, l'échantillon est enveloppé par du papier aluminium. Emballage de l'échantillon dans un sac plastique étanche pour quelques jours pour atteindre l'équilibre entre l'échantillon et le papier filtre;
- A l'équilibre, on sépare les des deux parties de l'échantillon ($H = 5 \text{ cm}$ et $H = 1 \text{ cm}$), la succion est déterminée à partir de la mesure du poids sec du papier filtre WN°42 (après séchage des papiers filtres (étuve à 105°)).

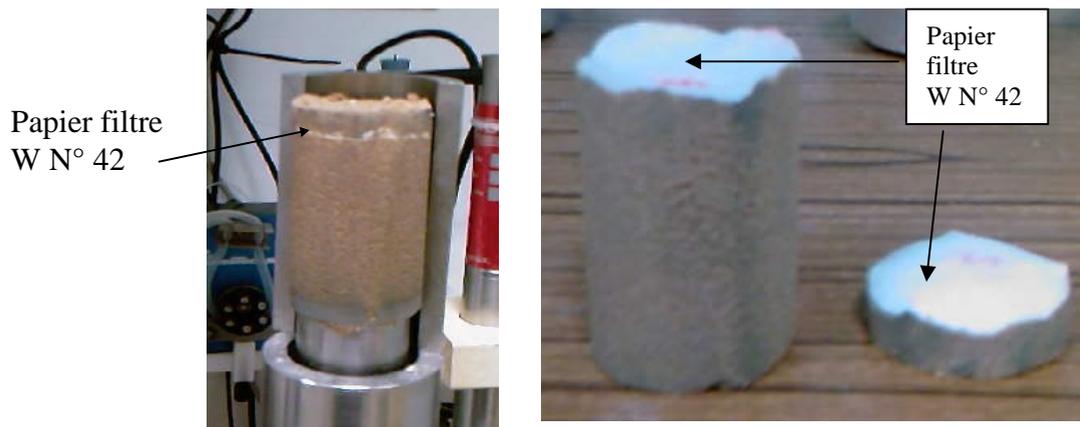


Figure V.18 : préparation des échantillons pour des essais triaxiaux à teneur en eau constante (exemple : $w\% = 15\%$)

5.2. Etapes de l'essai

L'essai consiste à cisailer les échantillons à des teneurs en eau constantes en utilisant la même cellule triaxiale de Bishop. La figure V.19 présente les phases de préparation de l'échantillon pour réaliser un essai de cisaillement à teneur en eau constante.

Les principales étapes du déroulement de l'essai sont :

- vidange du contrôleur pression-volume (CPV), volume entrant, puis son remplissage avec de l'eau désaérée ;
- saturation de la base de la cellule avec de l'eau désaérée ;
- mettre une membrane à la base de la cellule avec des joints toriques pour empêcher tout contact de l'eau avec l'échantillon (figure V.19 - 1, 2);
- utilisation d'une tête fermée par un bouchon pour empêcher la circulation de l'eau à la tête de l'échantillon (figure V.19 - 3);
- mettre les papiers filtres (deux papiers filtres) et la pierre poreuse à la base (pierre poreuse séchée à l'étuve à 105°C) puis mettre un autre papier filtre au dessus de la pierre poreuse (figure V.19-4) ;
- pose de l'échantillon avec la pierre poreuse et le papier filtre à sa tête ;
- pose de la tête (la tête étant fermée par un bouchon pour éviter la dissipation de l'eau par la sortie) et enveloppe de l'échantillon par la membrane qui sera maintenue par deux joints toriques, en bas et en haut de l'échantillon, (figure V.19-5,6);
- remplissage de la cellule;
- application d'une contrainte de confinement et une pression à la base et à la sortie de l'échantillon nulles, c-à-d, une consolidation. Les pressions de confinement utilisées sont : $\sigma_3 = 150, 200$ et 250 kPa);
- après la phase de consolidation (la durée de consolidation est très faible), on lance la phase de cisaillement. La vitesse de cisaillement étant la même que celles des essais triaxiaux saturés (CD), elle est de 0,01 mm/min.

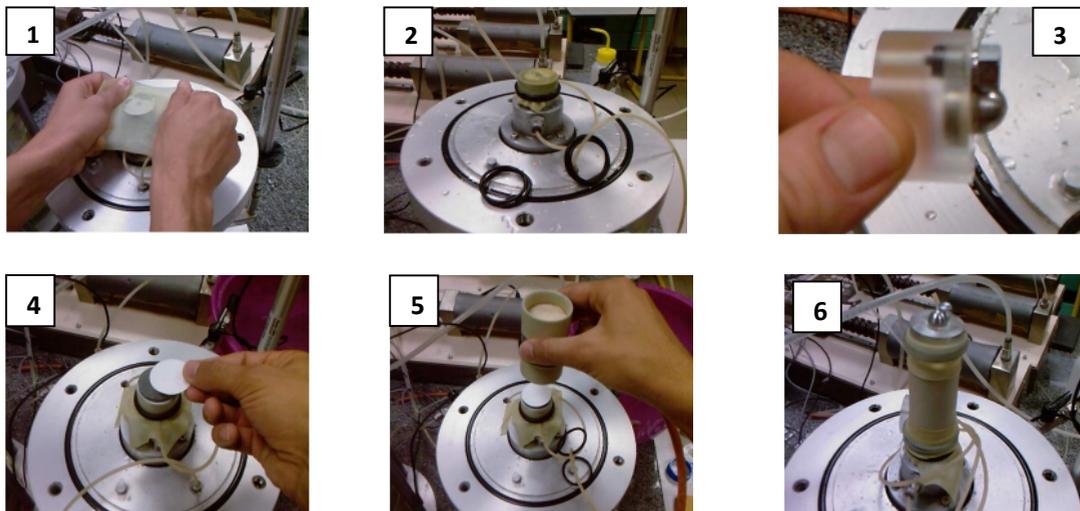


Figure V.19 : mode de préparation de la cellule pour l'essai triaxial à teneur en eau constante et mise en place de l'échantillon

Après la phase de cisaillement, on récupère l'échantillon, et on prend deux morceaux (un de la partie inférieure et l'autre de la partie supérieure de l'échantillon cisailé) et on détermine la teneur en eau finale.

Remarque : On détermine la valeur de la teneur en eau de l'échantillon après cisaillement par pesée (étuvage).

5.3. Présentation des résultats

Les résultats des teneurs en eau, degré de saturation et succion initiales avant cisaillement sont regroupés dans les tableaux V.5. On note une petite variation de la teneur en eau après le cisaillement par rapport à la teneur en eau de préparation ($w\%$: avant cisaillement).

Les succions initiales et finales sont déterminées d'après les relations données par l'ASTM D-5298-94 (papier filtre utilisé sec) :

$$\log s = 5,327 - 0,0779 \cdot w_f \quad \text{pour : } w_f < 45,3 \%$$

$$\log s = 2,412 - 0,0135 \cdot w_f \quad \text{pour : } w_f > 45,3 \%$$

w_f : teneur en eau du papier filtre (%)

s : succion en kPa

Tableau V.5 : teneur en eau et succion avant et après cisaillement des échantillons

σ_3	Avant cisaillement			Après cisaillement
	w %	Sr(%)	s(kPa)	w %
150 kPa	17	75	40	17,9
	15	70	100	15,7
	12	32	500	13,3
	8	28	2000	9,1
	4	15	9500	4,3
200 kPa	17	75	40	16,4
	15	70	100	15,6
	12	32	500	12,8
	8	28	2000	8,1
	4	15	9500	4,5
250 kPa	17	75	40	17,7
	15	70	100	16,1
	12	32	500	12,6
	8	28	2000	8,4
	4	15	9500	4,6

Les photos de la figure V.20 montrent les différents échantillons cisailés à des teneurs en eau constantes. Dans le cas général, on ne constate pas de plans de rupture, exception faite pour quelques échantillons, matérialisés par la ligne de rupture, représentée sur les photos en discontinus.

Pour interpréter les résultats de ces essais, on a tracé les courbes représentées dans la figure V. 21 qui présente les chemins de contraintes dans les plans $[\epsilon_1-q]$; $[p -q]$.

Le mode de rupture des échantillons par poinçonnement (tonneaux) par absence des plans de glissement est traduit par l'absence des paliers dans le plan $[\epsilon_1-q]$. Ce type de comportement est différent de celui observé pour les échantillons saturés dans le cas des

essais CD et CU pour $H = 70$ mm. Par ailleurs, le mode de rupture de ces échantillons est semblable à ceux des essais CD pour $H = 50$ mm. Ceci peut rejoindre les interprétations des essais CD pour $H = 50$ mm.

Dans le plan $[q-p]$, le déviateur des contraintes augmente de manière linéaire avec la pression moyenne totale p , avec une pente de $1/3$, jusqu'au maximum. En générale, les pentes de résistances maximales diminuent avec la teneur en eau.

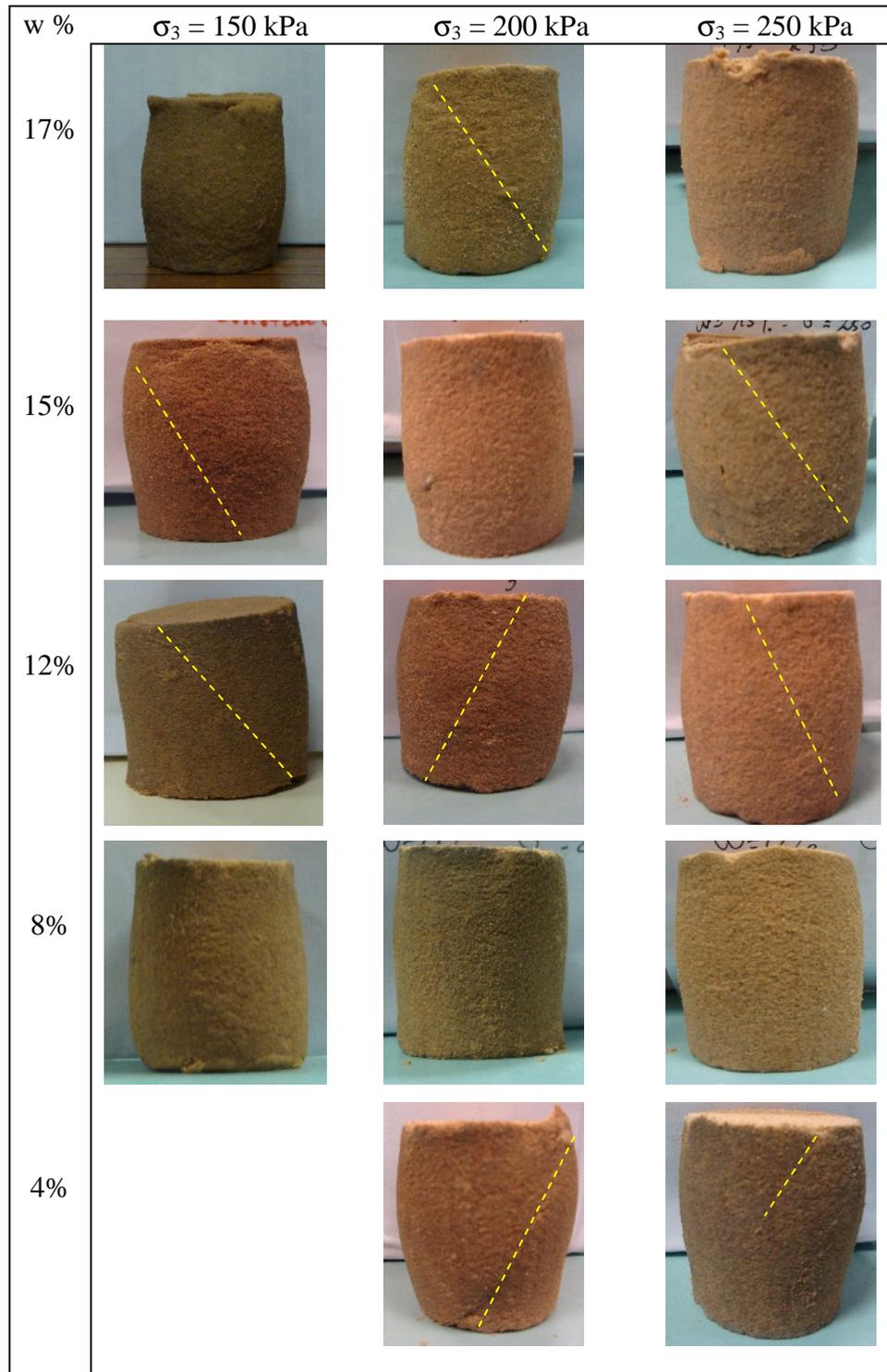
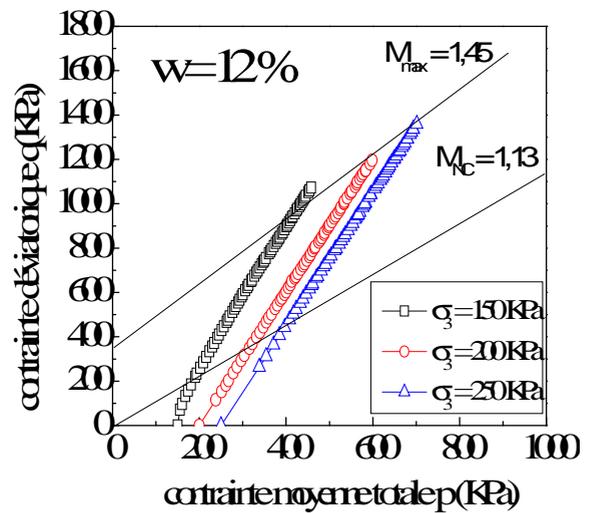
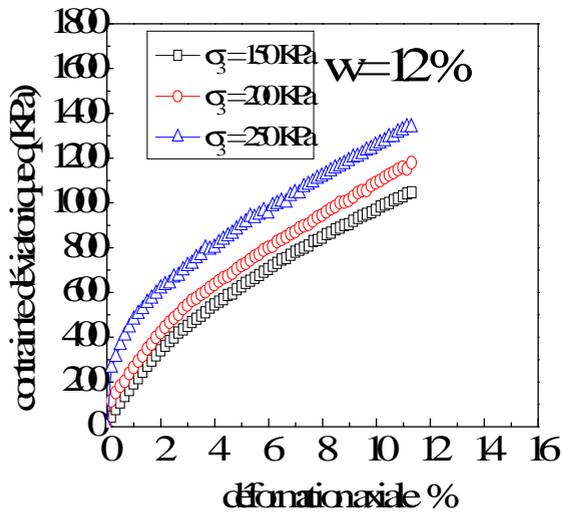
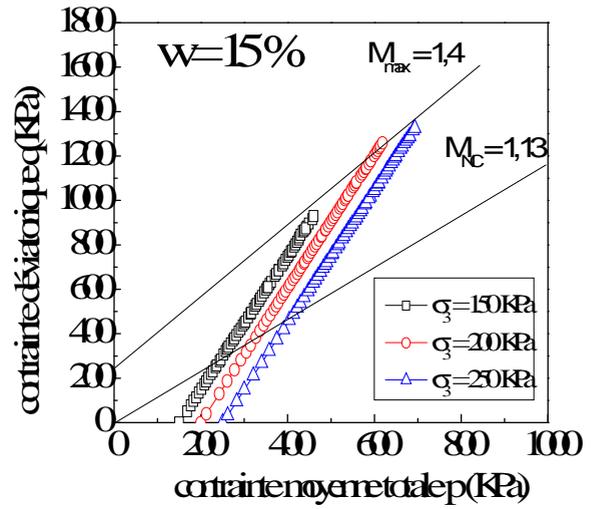
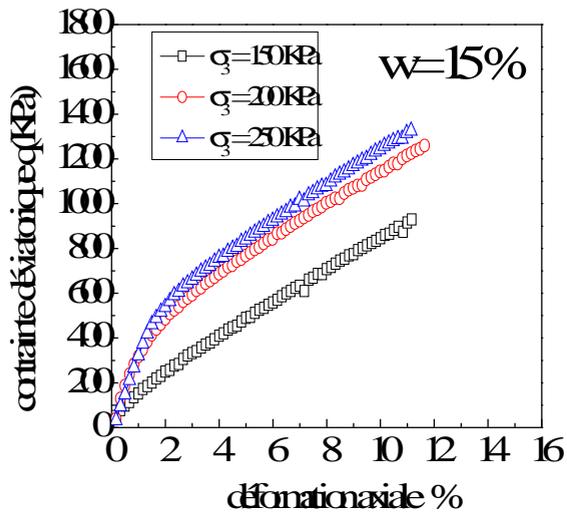
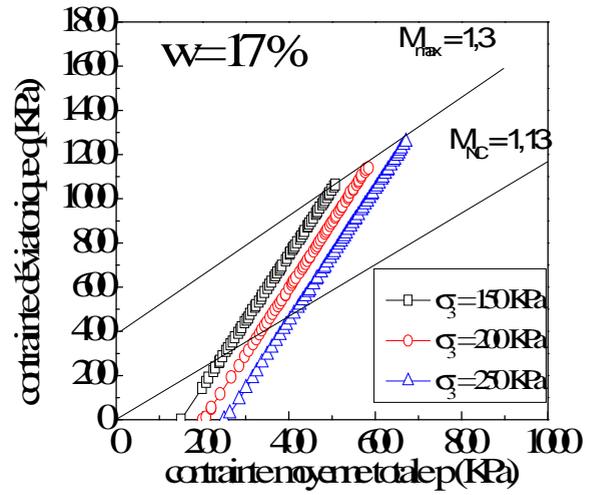
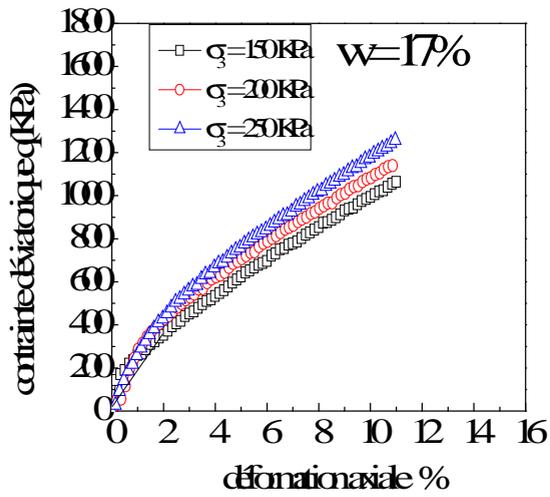


Figure V.20 : cisaillement des échantillons à teneur en eau constante



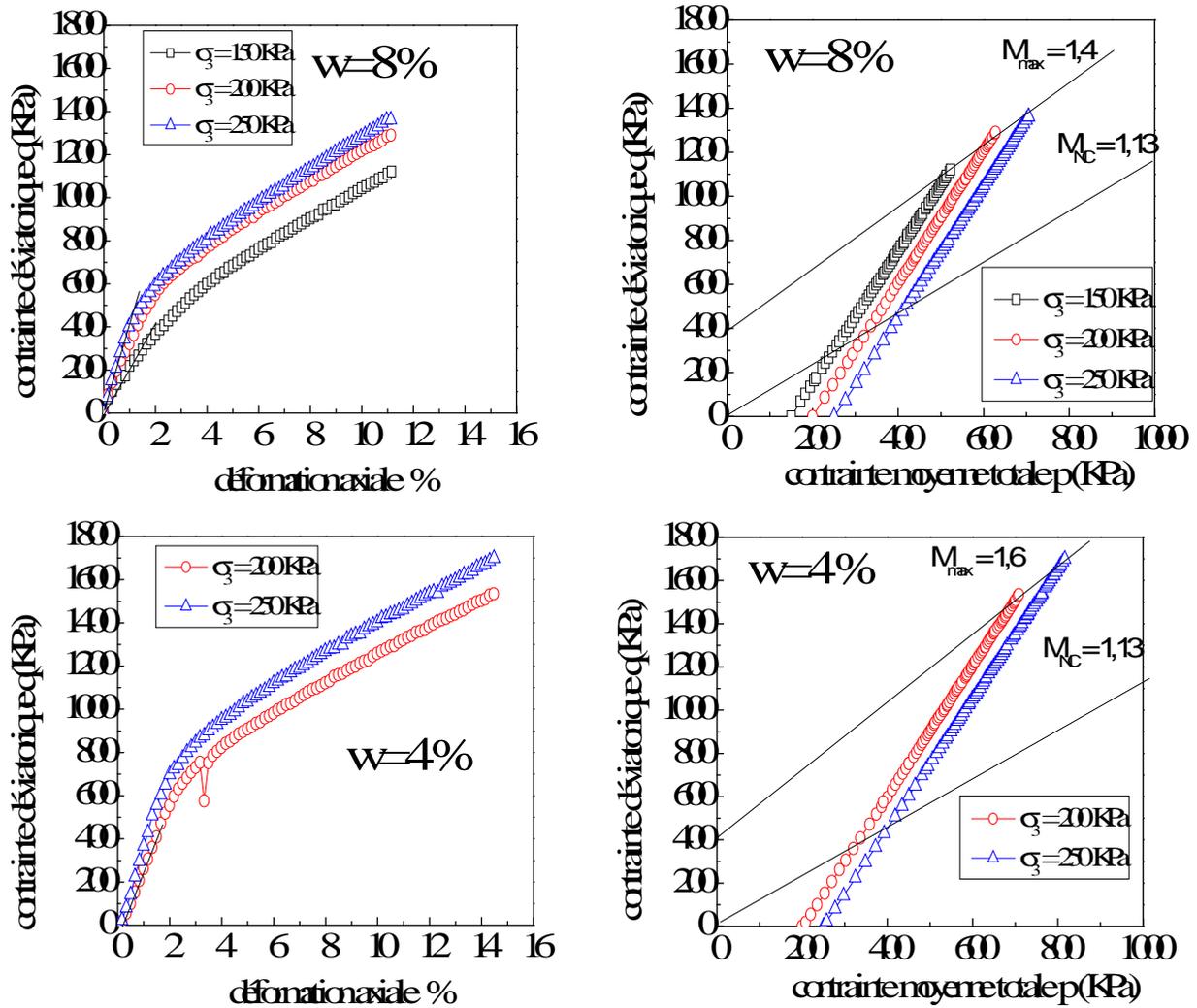


Figure V.21 : Résultats des essais de cisaillement à teneur en eau constante

L'angle de frottement apparent et la cohésion apparente des échantillons sont obtenus par les relations suivantes :

$$M = \frac{6 \cdot \sin \varphi}{3 - \sin \varphi}$$

$$q_0 = \frac{6 \cos \varphi}{3 - \sin \varphi} \cdot C$$

La figure V.22 présente respectivement la variation de l'angle de frottement apparent et de la cohésion apparente du mélange S₈₅B₁₅ en fonction de la teneur en eau. On constate que l'angle de frottement apparent est généralement constant et une diminution de type décroissance hyperbolique dans le cas de la cohésion apparente.

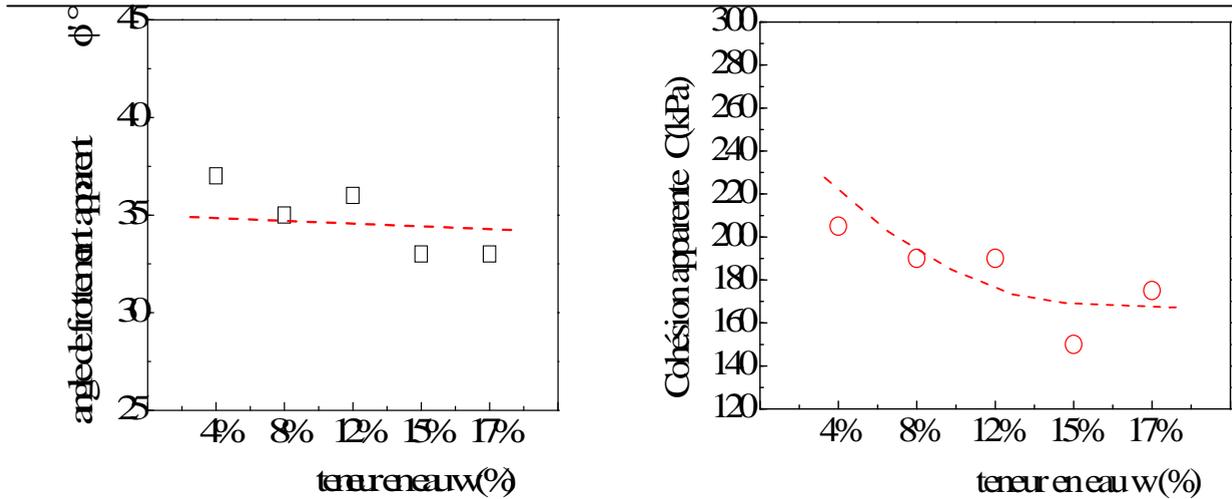


Figure V.22: variation des caractéristiques mécaniques apparentes (angle de frottement apparent et cohésion apparente) en fonction de la teneur en eau de cisaillement

La figure V.23 présente, pour chaque teneur en eau, la variation du module sécant E_{50} en fonction de la contrainte de confinement. Le module sécant E_{50} , est défini comme étant le module sécant pour une déformation $\epsilon_{(50)}$ correspondant à 50 % de la résistance maximale. On constate que E_{50} croît quand la contrainte de confinement augmente pour les différentes teneurs en eau étudiées.

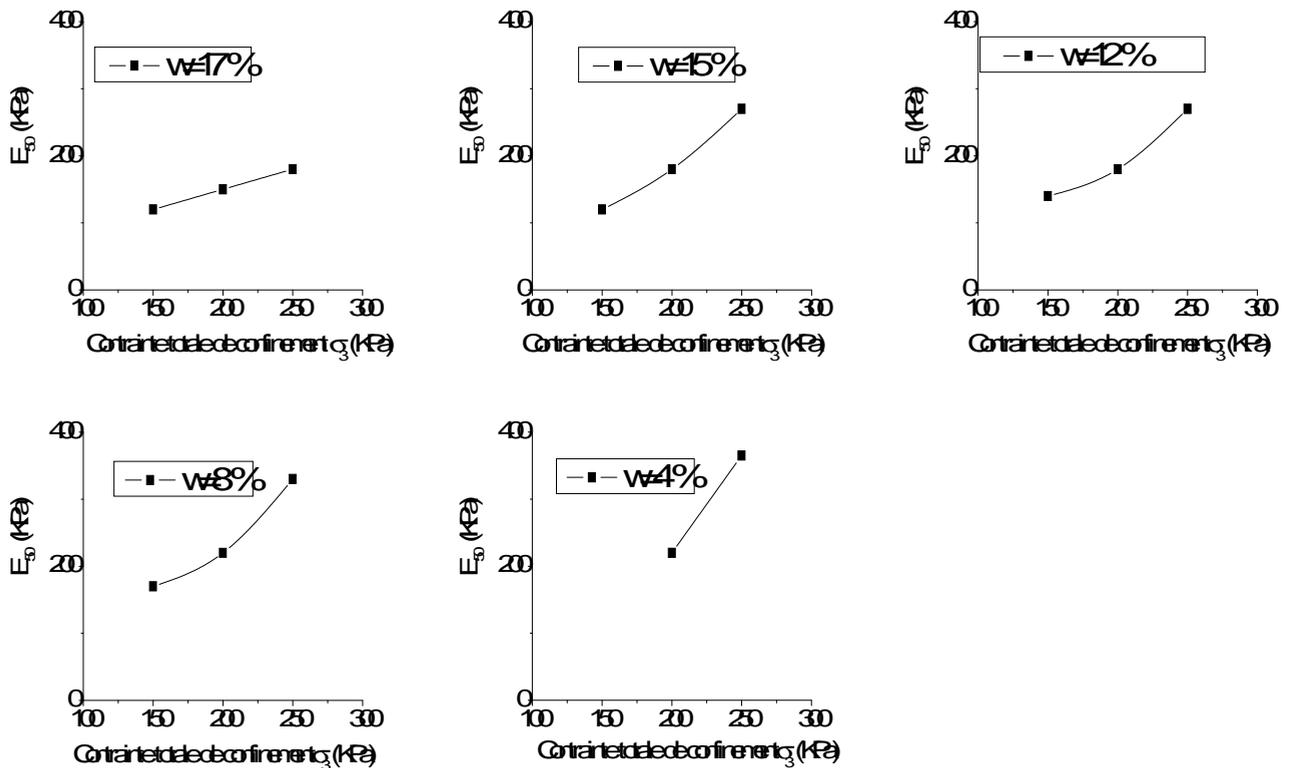


Figure V.23 : variation du module sécant E_{50} en fonction de la contrainte de confinement pour chaque teneur en eau

Les figures V.24-a et V.24-b représentent respectivement les variations de la résistance maximale en fonction de la teneur en eau et de la succion initiale. Dans la figure V.24-a, on remarque une décroissance hyperbolique de la résistance maximale en fonction de la teneur en

eau avec tendance vers un palier de résistance minimale au voisinage de la teneur en eau de saturation. En revanche, on remarque une croissance parabolique de la résistance maximale avec la succion initiale (figure V.24-b). Cette croissance est traduite par une translation vers le haut en fonction de la contrainte de confinement. L'absence de points expérimentaux intermédiaires entre les succions initiales entre 2 et 9,5 MPa, ne permet pas de préciser l'allure exacte de cette courbe dans ce domaine, il est évident qu'en principe, la résistance maximale tend vers un palier pour les très fortes succions.

Les figures V.24-c et V.24-d représentent respectivement les variations du module E_{50} en fonction de la teneur en eau et de la succion initiale. Les mêmes observations peuvent être constatées. Les modules E_{50} décroissent avec la teneur en eau et ils augmentent avec la succion initiale. Ces augmentations peuvent être décrites à l'aide d'une relation parabolique. On remarque qu'une petite variation de la teneur en eau provoque une grande variation de la succion. Ceci laisse penser que la succion initiale est le paramètre pertinent pour décrire l'évolution de la résistance et du module sécant en fonction de l'humidité du matériau.

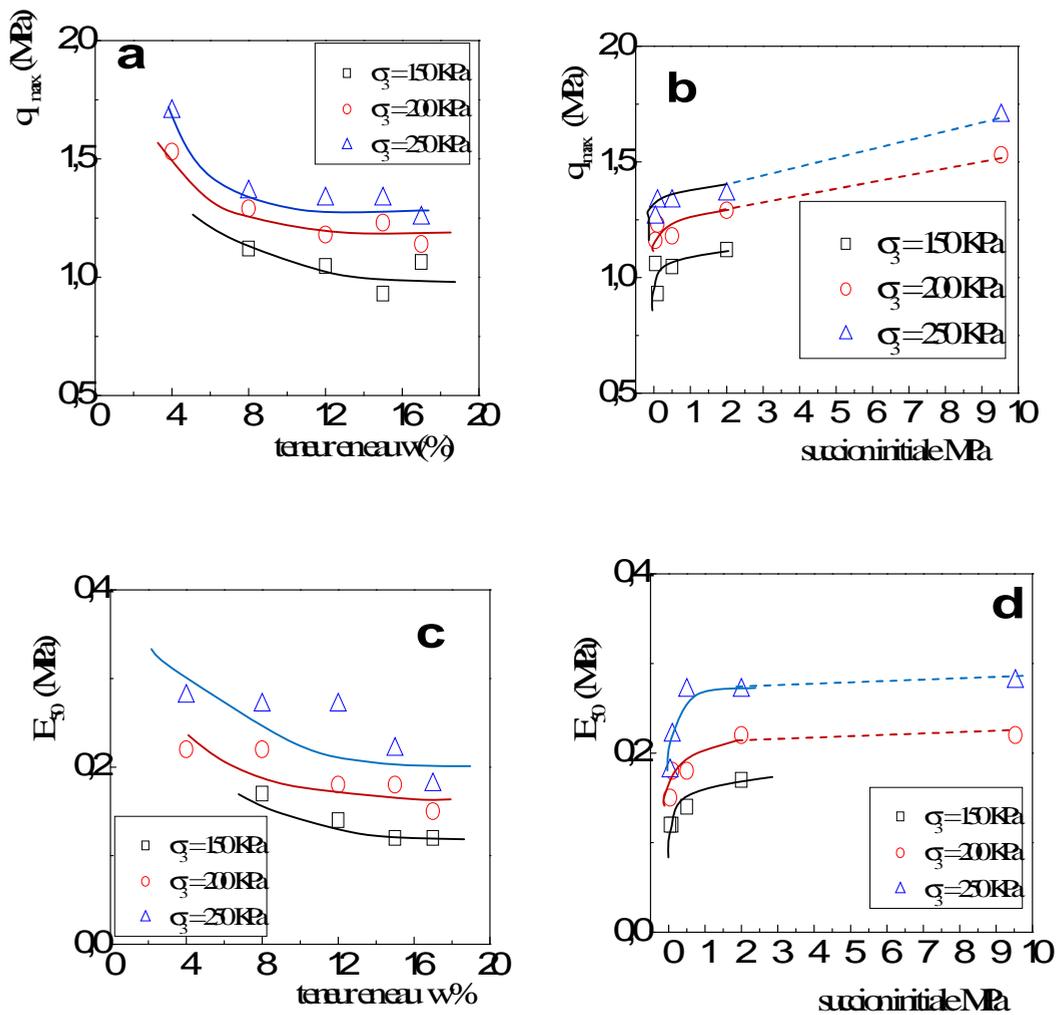


Figure V.24 : Variation de la contrainte déviatorique maximale en fonction (a) de la teneur en eau et (b) de la succion initiale. Variation du module sécant E_{50} en fonction (c) de la teneur en eau et (d) de la succion initiale.

Les modules sécants obtenus à partir du rapport $\Delta q/\Delta \epsilon$ en fonction des déformations axiales ϵ_1 atteignent leurs maximums pour des faibles déformations et tendent à se regrouper après la

rupture (figure V.25). En plus, ces modules augmentent avec la contrainte de confinement, exception faite pour l'essai $w = 17\%$ pour une contrainte de confinement de 150 kPa.

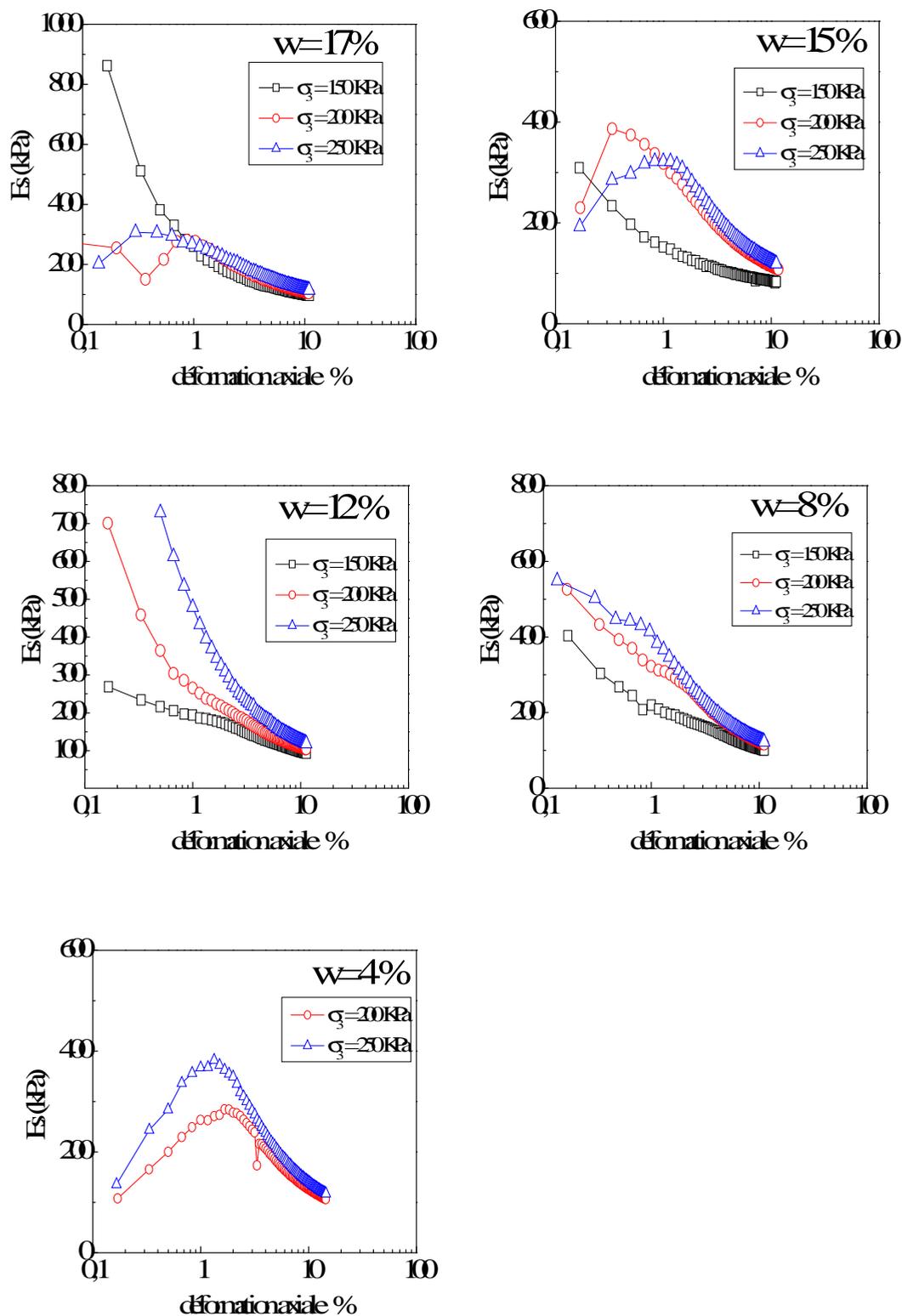


Figure V.25 : variation du E_s en fonction des déformations pour les essais à teneur en eau

5.4. Essai de compression simple

Les matériaux utilisés pour les essais de compression simple sont les mélanges S_{85%}B₁₅ compactés statiquement à différentes teneurs en eau en conservant le poids volumique sec correspondant à l'OPN. Les teneurs en eau utilisées sont : 8, 15, 17 %. Les échantillons ont 35 mm de diamètre et 70 mm de hauteur.

L'essai consiste à écraser l'échantillon sous les conditions suivantes :

- échantillon préparé à l'aide du compactage statique à double piston à une vitesse de 1,14mm/min;
- l'échantillon est mis dans la presse (sans confinement), c.-à-d, $\sigma_3 = 0$, d'où, la contrainte déviatorique (q) sera égale à σ_1 ($q = \sigma_1$) ;
- cisaillement de l'échantillon à une vitesse de 0,1 mm/min (même vitesse que celle utilisée dans le cas de l'essai CU);
- détermination de la valeur de la résistance maximale (σ_1) à partir de la courbe de variation de la contrainte déviatorique en fonction des déformations axiales ;
- détermination du module sécant.

Les photos de la figure V.26 montrent les états des échantillons après la phase de cisaillement.

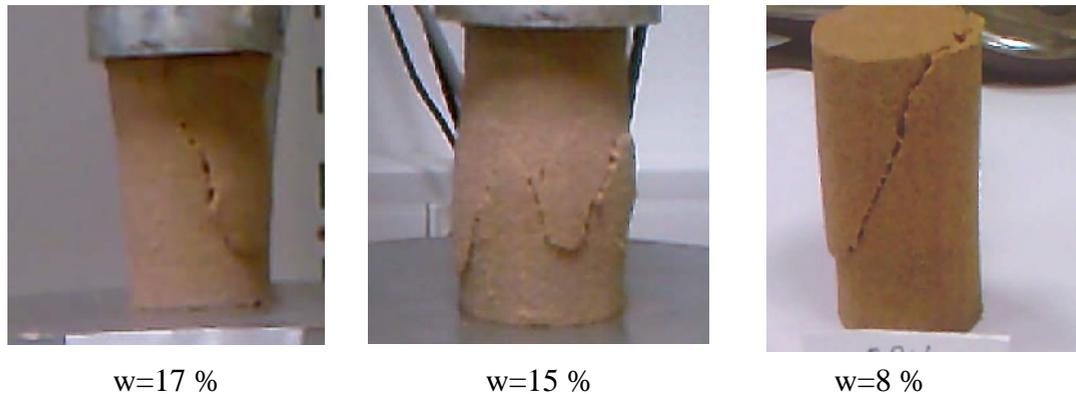


Figure V.26 : essai de compression simple sur les échantillons compactés

La figure V.27 montre l'évolution de la contrainte déviatorique en fonction des déformations axiales. On constate l'accroissement de la contrainte déviatorique qui se traduit par des pics de résistance dans le plan $[\epsilon_1-q]$, suivis de chutes brusques du déviateur de contrainte avant de tendre vers un palier. Ceci traduit le plan glissement plan sur plan le long de la discontinuité.

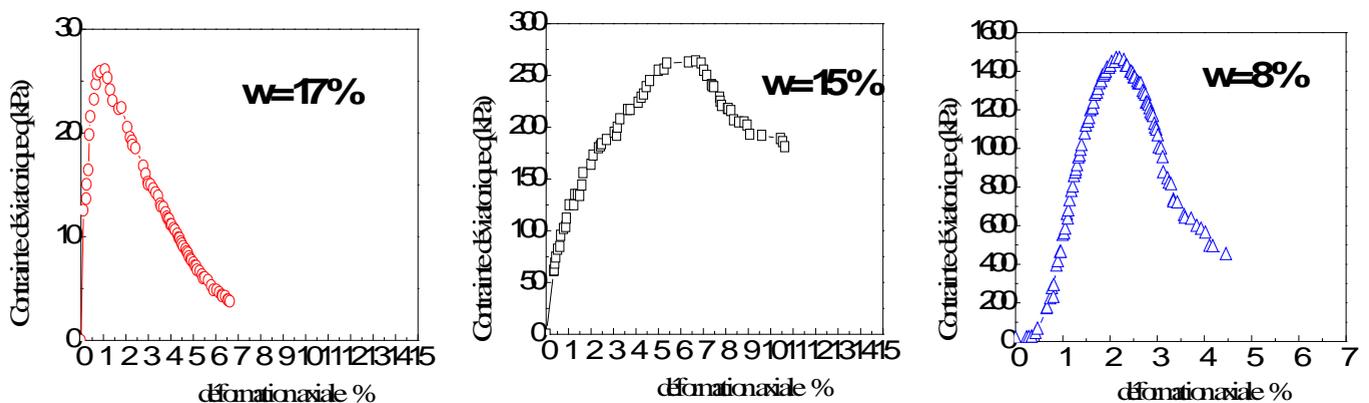


Figure V.27 : évolution de la contrainte déviatorique en fonction des déformations axiales

Les figures V.28-a et V.28-b représentent respectivement les variations de la résistance maximale en fonction de la teneur en eau et de la succion initiale. Dans la figure V.28-a, on remarque une décroissance de la résistance maximale en fonction de la teneur en eau. En revanche, croissance linéaire de la résistance maximale avec la succion initiale (figure V.28-b).

Le module E_{50} est déterminé pour chaque échantillon. Les figures V.28-c et V.28-d représentent respectivement les variations du module E_{50} en fonction de la teneur en eau et de la succion initiale. Les mêmes observations peuvent être signalées. Les modules E_{50} décroissent avec la teneur en eau et augmentent avec la succion initiale. Ces augmentations peuvent être décrites à l'aide d'une relation linéaire dans le plan $[\log s - \log E_{50}]$.

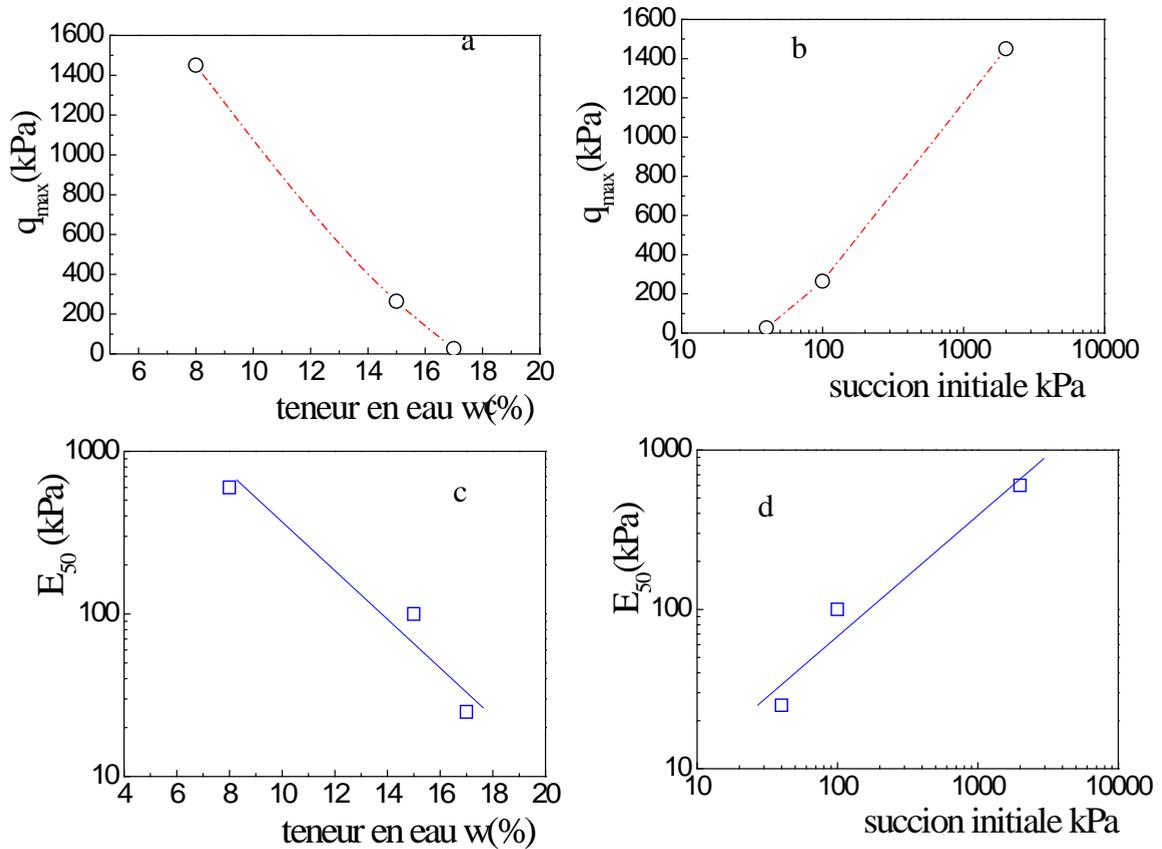


Figure V.28 : variation de E_{50} en fonction de la teneur en eau et de la succion initiale

Les modules sécants obtenus à partir du rapport $\Delta q / \Delta \epsilon$ en fonction des déformations axiales ϵ_1 atteignent leurs maximums pour des faibles déformations et tendent à regrouper après la rupture (figure V.29). Les modules sécants décroissent avec la teneur en eau.

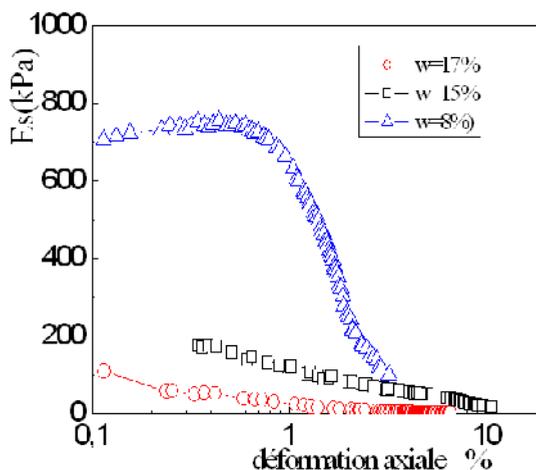


Figure V.29 : variation du E_s en fonction des déformations pour différentes teneurs en eau

5.5. Superposition des essais de compression simple et des essais à teneur en eau constante

5.5.1. Résistance maximale

Dans la figure V.30, on a superposé les courbes des essais triaxiaux à teneur en eau constante avec celles des essais de compression simple dans les plans $[1-q]$ et $[p-q]$. On constate que dans le plan $[1-q]$, les valeurs des contraintes déviatorique maximales augmentent avec la contrainte de confinement, exception faite pour l'essai de compression simple à teneur en eau de 8%, il s'agit d'une augmentation importante de la contrainte déviatoire pour une très faible valeur de la déformation axiale jusqu'à atteindre un maximum, celui-ci est supérieur aux contraintes déviatoriques maximales des essais à teneur en eau constante.

Par ailleurs, l'essai de compression simple à une teneur en eau de 17% présente une résistance à la compression très faible. En revanche, l'essai à $w = 15\%$ se positionne relativement bien dans la famille des courbes correspondantes. Rappelons que les conditions expérimentales de ces deux familles d'essais de compression simple et triaxiaux sont radicalement différentes, bien que du point de vue théorique, il s'agit d'essais déviatoriques à teneur en eau constante.

En effet, les essais de compression simple ont été effectués avec une presse mécanique classique où l'échantillon est en contact avec l'air ambiant sans protection à l'aide d'une membrane en latex, alors que dans le cas des essais triaxiaux, les échantillons ont été enveloppés dans une membrane en latex et placés dans une cellule de type Bishop-Wesley parfaitement étanche à la base et à la tête de l'échantillon. Ceci laisse supposer que dans le cas des essais de compression simple, la teneur en eau peut fluctuer légèrement, soit par évaporation pour des faibles teneurs en eau, soit par drainage pour des teneurs en eau proches de la saturation.

Dans l'absolu, pour comparer ces deux familles d'essais d'une manière rigoureuse, les mêmes conditions expérimentales doivent être impérativement appliquées.

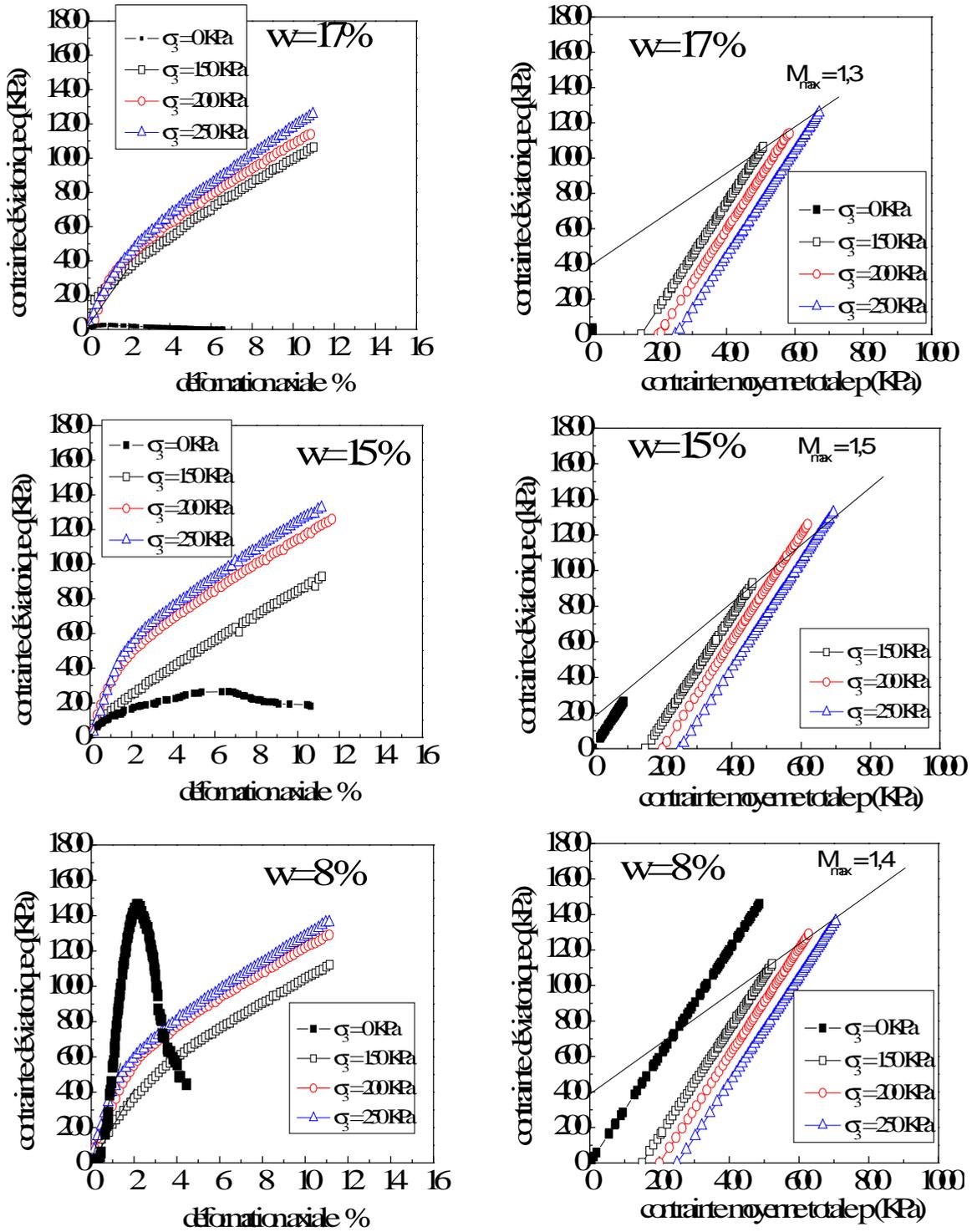


Figure V.30 : superposition des résultats des essais de cisaillement à teneur en eau constante et compression simple

On a superposé sur la figure V.31 les enveloppes de résistance maximales des essais triaxiaux à teneur en eau constante et de compression simple. On constate que la cohésion apparente q_0 augmente quand la teneur en eau diminue. En revanche, l'angle de frottement apparent reste quasiment constant.

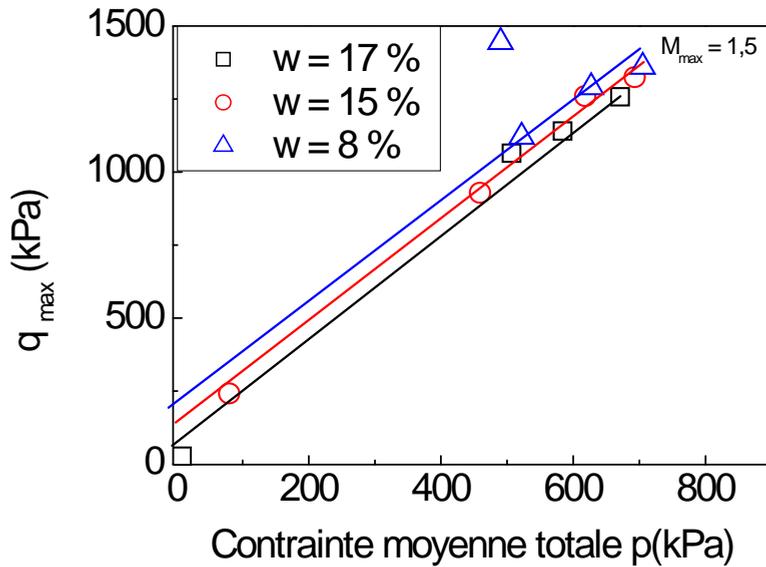


Figure V.31 : superposition des résultats des essais de cisaillement à teneur en eau constante et compression simple dans le plan $[p-q_{max}]$

5.5.2. Module sécant

Dans la figure V.32, on a superposé les modules sécants des essais triaxiaux à teneur en eau constante et de compression simple. On remarque que les modules sécants décroissent avec la contrainte de confinement, exception faite pour l'essai de compression simple pour une teneur en eau de 8%.

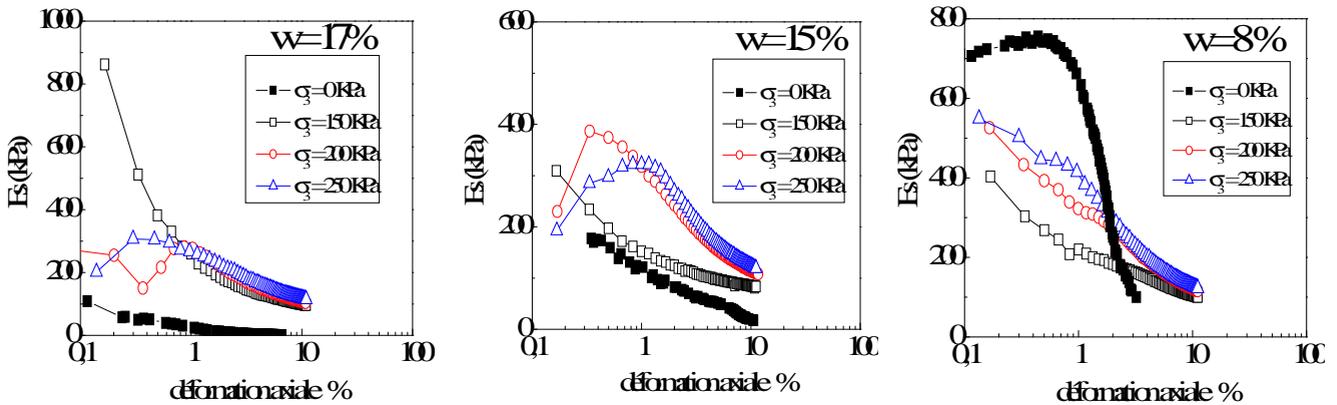


Figure V.32 : superposition des résultats des modules sécants des essais à teneur en eau constante et de compression simple

La figure V.33 présente la superposition des résultats des modules sécants et les modules E_{50} des essais à teneur en eau constante et de compression simple. Les modules sécants maximums ($E_{s_{max}}$) sont présentés par des lignes continues, tandis que, les modules E_{50} par des lignes discontinues. Les modules ($E_{s_{max}}$) présentent des valeurs supérieures à celles des modules E_{50} . En général, les modules augmentent avec la contrainte totale de confinement. En plus, les pentes des deux modules pour différentes teneurs en eau sont parallèles et présentent

une translation verticale vers le haut, autrement dit, les modules diminuent quand la teneur en eau augmente. On remarque que, le paquet des modules ($E_{s_{max}}$) paramétrés en teneur en eau se trouve bien au dessus de celui des modules E_{50} correspondant aux mêmes teneurs en eau. Ce constat attire l'attention sur la nécessité de bien définir le module qu'on utilise habituellement pour calculer nos ouvrages en fonction du niveau de déformation toléré pour le bon fonctionnement de cet ouvrage.

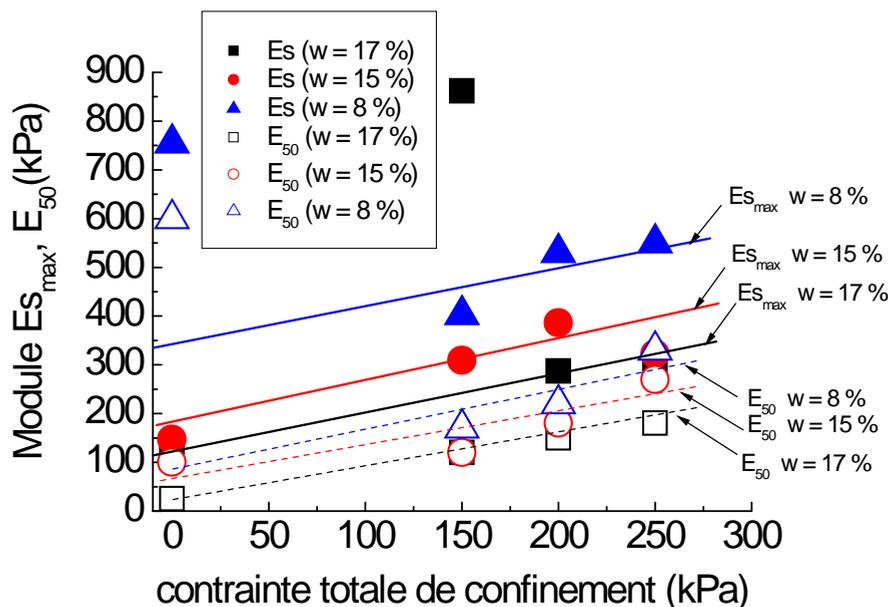


Figure V.33 : superposition des résultats des modules $E_{s_{max}}$ et les modules E_{50} des essais à teneur en eau constante et de compression simple

7. Conclusion

Des essais triaxiaux dans le domaine saturé et non saturé ont été réalisés sur le mélange $S_{85}B_{15}$ complétés par des essais de compression simple. Les conclusions qui peuvent être tirées sont :

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 sans apparition de paliers francs dans le plan $[\varepsilon_1-q]$. Ce type de comportement est caractéristique des sols fortement surconsolidés. 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 26° . Cette valeur est conforme à l'ordre de grandeur recommandé pour les interfaces sols/géosynthétiques bentonitiques dans les ISD (Garcin et al., 1998; ADEME, 1999). L'effet de l'éclatement des échantillons sur la résistance maximale des essais CD a été mis en évidence. Plus l'éclatement est faible, plus la résistance maximale augmente.

Dans le domaine non saturé, des essais triaxiaux à teneur en eau constante des mélanges $S_{85}B_{15}$ compactés statiquement à différentes teneurs en eau (du côté sec et du côté humide de l'OPN) ont été réalisés sous différentes contraintes de confinement. Dans le cas général, on ne constate pas de plans de rupture. Ce type de comportement est très différent de celui observé pour les échantillons saturés dans le cas des essais CD et CU. L'angle de frottement et la

cohésion apparents diminuent avec la teneur en eau. De plus, le module E_{50} décroît quant la teneur en eau augmente. Par contre, pour une teneur en eau donnée, il croît avec la contrainte de confinement.

Les essais de compression simple sur les mélanges $S_{85}B_{15}$ initialement compactés à différentes teneurs en eau (côtés sec et humide de l'optimum) montrent que la contrainte déviatorique et le module sécant décroissent avec la teneur en eau et augmentent avec la succion initiale, en décrivant dans les deux cas une variation linéaire.

La superposition des modules $E_{s_{max}}$ et E_{50} des deux familles d'essais; triaxiaux à teneur en eau constante et compression simple; en fonction de la contrainte totale de confinement pour différentes teneur en eau présente des variations qui peuvent être décrites par une loi linéaire croissante, autrement dit, les modules augmentent avec la contrainte totale de confinement. En général, pour une teneur en eau donnée, les valeurs des modules $E_{s_{max}}$ sont supérieures à celles des modules E_{50} . Ceci nous indique qu'il faut prendre des précautions lors du dimensionnement des ouvrages. Ce constat attire l'attention sur la nécessité de bien définir le module qu'on utilise habituellement pour calculer nos ouvrages en fonction du niveau de déformation toléré pour le bon fonctionnement de cet ouvrage.

Conclusion générale

Cette étude entre dans le cadre de la valorisation des matériaux locaux pour la réalisation de barrières étanches à base de sable de dune 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 perméabilité (essais oedométriques) ont fait apparaître que la formulation composée de 85 % de sable de dune et 15 % de bentonite ($S_{85}B_{15}$) satisfait ce critère pour la conception des barrières ouvragées des fonds des ISD.

Les mesures directes du coefficient de perméabilité réalisées sur le mélange $S_{85}B_{15}$ en régime permanent ont permis de vérifier la validité de la loi de Darcy dans le domaine des gradients testés. Le coefficient de perméabilité saturée du matériau compacté est très peu sensible à la contrainte de confinement dans le domaine 0,4 -1,4 MPa. Ceci est dû à la forte surconsolidation initiale de l'échantillon compacté à l'OPN qui le rend insensible à ce niveau de contrainte. Des mesures du coefficient de perméabilité ont été réalisées en régime transitoire par la méthode pulse (*pulse test ou choc impulsif*). Une différence d'un facteur de 10 environ a été notée entre les mesures effectuées par les deux méthodes. Ces résultats sont en accord avec des travaux d'autres auteurs.

Les chemins de drainage et d'humidification sur ce mélange $S_{85}B_{15}$ préparé initialement sous forme de pâte, font apparaître un domaine quasi-saturé jusqu'à une succion s_d de l'ordre de 0,1 MPa. 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} . Sur le chemin d'humidification, on observe une hystérésis entre le chemin de drainage et le chemin d'humidification lorsque la succion devient inférieure à s_{SL} . Dans le domaine des fortes succions ($s > s_{SL}$), on observe une quasi-réversibilité entre les deux chemins. Dans le cas du même matériau compacté initialement à l'OPN, dans le plan $[\log s-e]$, la pente de gonflement est plus importante que celle de la pâte séchée. 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 les chemins de drainage et d'humidification définis à l'OPN.

La technique de mesure de la perméabilité 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. D'autre part, la perméabilité tend vers un palier pour des succions élevées ($s > s_{wI}$).

Dans le cas des essais triaxiaux saturés CD et CU effectués sur le matériau $S_{85}B_{15}$ compacté à l'OPN, on observe un état de déformations plastiques jusqu'à la rupture sans l'apparition de paliers francs dans le plan $[\epsilon_1-q]$. 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 26° . Cette valeur est conforme à l'ordre de grandeur recommandé pour les interfaces sols/géosynthétiques bentonitiques dans les ISD. L'effet de l'élançement des échantillons sur la résistance maximale des essais CD a été mis en évidence. Plus l'élançement est faible, plus la résistance maximale augmente.

Dans le domaine non saturé, des essais triaxiaux à teneur en eau constante des mélanges $S_{85}B_{15}$ compactés statiquement à différentes teneurs en eau ont été réalisés sous différentes contraintes de confinement. Dans le cas général, on ne constate pas de plans de ruptures. Ce type de comportement est très différent de celui observé pour les échantillons saturés dans le cas des essais CD et CU, On note aussi que l'angle de frottement apparent et la cohésion apparente diminuent avec la teneur en eau. Cette diminution peut être décrite par une loi linéaire dans le cas de l'angle de frottement apparent et de type décroissance hyperbolique dans le cas de la cohésion apparente. Ces essais ont été complétés par des essais de compression simple. On note que la contrainte déviatorique et le module sécant E_{50} augmentent avec la succion. La superposition des modules $E_{s_{max}}$ et E_{50} des deux familles d'essais en fonction de la contrainte totale de confinement pour différentes teneur en eau présente des variations qui peuvent être décrite par une loi linéaire croissante.

Finalement, On conclut que la formulation à base de sable de dune et de bentonite 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. Ce complément fera l'objet d'un travail dans le cadre du mémoire d'habilitation.

Références bibliographiques

- Abdullah, W. S., Al-zou'bi, M. S., et Alshibli, K. A. "On the physicochemical aspects of compacted compressibility". *Canadian Geotechnical Journal*, 34 : 1997. 551-559.
- Abeele W.V., « The Influence of Bentonite on the Permeability of Sandy Silt », *Nuclear and Chemical Waste Management*, 6, 1986, p. 81-88.
- Abou-Bekr, N. « Modélisation du comportement mécanique et hydraulique des sols partiellement saturés ». Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Paris, France. 1995.
- ADEME., Les installations de stockage de déchets ménagers et assimilés. Techniques et Recommandations. ADEME. Editions. Paris, 1999.
- Aitchinson G.D. "Relationship of moisture stress and effective stress functions in unsaturated soils". *Pore Pressure and Suction in Soils*, Butterworth, Londres, 1961.p. 47-52.
- Aina M.P., Expertises des centres d'enfouissement techniques de déchets urbains dans les PED : contributions a l'élaboration d'un guide méthodologique et a sa validation expérimentale sur sites, Thèse de Doctorat, Université de Limoges, France, 2006.
- Alberta Environment, « Design and Construction of liners for Municipal Wastewater Stabilization Ponds ». Document préparé par Komex Consultant Inc . 1985.
- Al-Mukhtar. M, Qi.Y, Alcover. J.F, and Bergaya.F. *Can. Geotech. J.*, 36 : 675-684, 1999.
- Alonso, E. E, A. Gens D. W." Special problems soils", (session 5) General Report". 9th European Conference. *Soil, mech. and Fond. Eng. Dublin. vol .5 . 1987. pp.1- 60.*
- Alonso E.E., Gens A. & Josa A. "A constitutive model for partially saturated soils", *Géotechnique*, 40, (3), 1990. 405-430.
- Al Shayea. N.A." The combined effect of clay and moisture content on the behaviour of remolded unsaturated soils". *Engineering geology*, 62: 2001. 319-342.
- Alston, C., Daniel, D. E. , et Devroy, D. J. "Design and construction of sand-Bentonite liner for effluent treatment lagoon, Marathon, Ontario ", *Canadian Geotechnical Journal.*, No. 34, 1997. pp. 841-852.
- Ameta N.K and Abhay Shivaji Wayal .« Effect of bentonite on permeability of dune sand » *EJGE. Vol 13 , 2008 . Bund.A.*
- Amraoui. Z. « Etude de l'infiltration dans les sols fins non saturés. » . Thèse de Doctorat de l'INPL.1996.325p.
- ANDRA. « Direction scientifique. Service matériaux. Référentiel matériaux. Tome 2 les matériaux argileux ». Technical Report CRP.AMAT.01.060, 2001.
- Basak P. « Non-Darcy flow and its implications to seepage problems » - *Journal of the Irrigation and Drainage Division*, Vol.103, N° IR4, 1977, pp. 459-473.
- Bentoumi, O., « Transfert par infiltration de l'eau dans les sols fins compactés non saturés: Etude de la diffusivité et de la conductivité hydraulique », Thèse de Doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 1995, 1995. 202 p.
- Bental., *Projet de développement des gisements d'argile bentonitique du district de Hammam Boughrara, Maghnia, (Tlemcen), Algérie. 2002.*
- Biarez J., et Favre, J.L., « Parameters filing and statistical analysis of data in soil mechanics », *Proceedings of the 2nd International Conference On Application of Statistics and Probabilities in Soil Mechanics*, Aachen, Vol. 2, 1975. p. 249-264.
- Biarez J., Fleureau J.M., Zerhouni M.I., Soepandji B.S. "Variations de volume des sols argileux lors de cycles de drainage-humidification", *Revue Française de Géotechnique*, 1988 .41, 63-71.
- Biarez J., Fleureau J.M. et Zerhouni M.I. "Compressibilité des sols argileux entre 10 et 108 Pa", *Proc. 12th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, Rio de Janeiro, Août, Balkema., Rotterdam, Vol. 1, 1989.15-16.

- Biarez J., Fleureau J.M. & Taibi S. Critère de résistance maximale des sols non saturés : Approche expérimentale et modélisation, Proc. 13th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., New-Delhi, Oxford & I.B.H. Pub., 1994.385-388.
- Biarez J., Hicher P., « Lois de comportement des sols remaniés et des matériaux granulaires. Approche expérimental modélisation mécanique », 3ème édition, École centrale de Paris, 1990.
- Bishop AW., Wesley L.D., « A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing », *Geotechnique*, Vol.25, 1975, p. 657-670.
- Black, D. K., Lee, K. L.” Saturating laboratory samples by back pressure”. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 99, n°1, 1973. p. 75-93.
- Blatz J.A., Graham J., Chandler N.A., « Influence of suction on the strength and stiffness of compacted sand–bentonite ». *Can. Geotech. J.* 39, 2002, p. 1005-1015.
- Blight G.E. "Strength characteristics of desiccated clays", *J. of the Soil Mech. and Found. Div.*, A.S.C.E., 92, S.M.6, December, 1966, 19-37.
- Boutonnier Luc. « Comportement hydromécanique des sols fins proches de la saturation cas des ouvrages en terre : coefficient B, déformations instantanées et différées, retrait / gonflement ». Thèse de doctorat. Institut National Polytechnique De Grenoble.2007.
- Bouziri S, Hattab M et Fleureau J.M. « Etude des mécanismes de déformation dans les argiles surconsolidées ». XXIIIèmes Rencontres Universitaires de Génie Civil 2004.
- Borgesson, L; Johannesson, L.E, and Gunnarsson. D. “Influence of soil structure heterogeneities on the behaviour of backfill materials based on mixtures of bentonite and crushed rock”. *Applied Clay Science*, 23: 121-131, 2003.
- Boyton, S. and Daniel, D.E., “Hydraulic conductivity tests on compacted clay”, *Journal of geotechnical engineering, A.S.C.E.*, 1985, Vol.111, N°4, 1985, pp.465-478.
- Brace W F., Walsh J B., Frangos W.T., « Permeability of granite under high pressure », *J. Geol. Res.* 73, 1968, p. 2225-2236.
- Brooks, R.H., Corey, A.T. « Hydraulic Properties of Porous Medium ». *Hydrology Papers*, vol. 3. Civil Engineering Department, Colorado State University, Fort Collins, Co. 1964.
- Burland J.B and Ridley A.M. “The importance of suction in soils mechanics”. In Twelfth Southeast Asian Geotechnical Conference, Kuala Lumpur, 1996.
- Buzzi. O. « Hydromécanique du contact entre Géomatériaux :Expérimentation et Modélisation.Application au stockage de déchets nucléaires » . Thèse de Doctorat. 2004.
- Campbell J.D. « Pore pressures and volume changes in unsaturated soils». Ph.D. thesis, University of Illinois at Urbana- Champaign, Urbana-Champaign, ILL. 1973.
- Carof, C. « Étude du gonflement d'un mélange bentonite-limon. Influence de la teneur en eau, de la pression de compactage et de la succion ». Rapport de DEA PAE3S de l'ENSG-INPL, 84 p. 2002.
- Cavalcante, R, J. and Didier, G. “Laboratory permeability tests: evaluation of hydraulic conductivity of sand liners”. *Proceedings Sardinia 93. Fourth International Landfill Symposium. CISA, Environmental Sanitary Engineering Centre, Cagliari, Italy. 1993. pp. 299-304.*
- Cazaux, D. « Mesure et contrôle in situ de la perméabilité des matériaux utilisés dans les dispositifs d'étanchéité pour la protection de l'environnement », Thèse de doctorat, INSA de Lyon, 1998, 337 p.
- Chalermyanont, T. and Arrykul, S., « Compacted sand-bentonite mixtures for hydraulic containment liners », *Songklanakarinn J. Sci. Technol*, 2005, 27(2): 313-323.
- Chapuis R.P., « Sand - Bentonite liners: predicting permeability from laboratory tests », *Canadian Geotechnical Journal*, 27, 1990, p. 47-57.
- Chen.F.H. . «Foundations on expansive soils». *Developments in Geotechnical Engineering*, Vol 54, Elsevier Pupliching Co.Amsterdam, 1988. 464 pages.

- Cho, W. J., Lee, J. O., et Chun, K. S. "The temperature effects on hydraulic conductivity of compacted Bentonite". *Applied Clay Science*, 14: 1999. 47-58.
- Coleman, J.D. et Marsh A.D. "An investigation of the pressure-membrane method for measuring the suction properties of soil", *Soil Science*, 1961.12, 343-362.
- Costet, J; Sanglérat, G. « Cours pratique de mécanique des sols ».T1, Plasticité et calcul des tassements, 3^{ème} édition, Dunod, 1983.
- Croney D et Coleman J.D. "Pore pressure and suction in soil", *Proc. Conf. On Pore Pressure and Suction in soil*, Butterworth, London, 1960.31-37.
- Coussy O., Fleureau J.M. « Mécanique des sols non saturés ». Hermès Science Publication, Paris. 2002.
- Cui, Y.J., Tang, A.M., Loiseau, C., Delage, P. « Determining water permeability of compacted bentonite-sand mixture under confined and free-swell conditions », *Physics and Chemistry of the Earth*, 33, 2008, S462-S471.
- Cuisinier O., Masroufi F., « Comportement hydromécanique d'un sol gonflant compacté sous très fortes succions ». *Elsevier.C.R. Mécanique*. 331, 2003, p.203-210.
- Dana E. « Contribution à la caractérisation des écoulements biphasiques dans les matériaux poreux. Etude expérimentale sur trois grès ». Thèse de l'école centrale de Lille, 118 pages. 1999.
- D'Appolonia D.J., « Soil-bentonite slurry trench cutoffs », *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 106(4): 1980, p. 399 - 418.
- Daniel D.E. "Permeability test for unsaturated soil", *Geotechnical Testing J.*, 6, no 2, Juin, 1983.81-86.
- Daniel D.E., « Predicting hydraulic conductivity of clay liners », *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 110: 1984, p. 285-300.
- Daoud F. Z. « Perméabilité des sols fins compactés » – Thèse de doctorat, I.N.P.L, Nancy, 1996, 177 pages.
- Day, S.R. and Daniel, D.E. "Field permeability test for clay liners", *Hydraulic barriers in soil and rock*, A.I. Johnson, R.K. Frobel, N.J. Cavalli, and C.B. Petterson, Eds., Philadelphia: American Society for Testing and Materials, 1985, pp. 276-288. (ASTM STP 874).
- Delage, P. « Aspects du comportement des sols non saturés ». *Revue Française de Géotechnique*, 40. 1987: 33-43.
- Delage.P. "Experimental techniques used in the investigation of coupled THM behaviour of geomaterials ». In *Environmental Geomechanics - Revue Française de Génie Civil*, pages Vol 5 – N°6/2001 :777-796.
- Delage,P. et Cui, Y.I, L'eau dans les sols saturés .Techniques de l'ingénieur , coll.Construction ,article C301. 2000.
- Delage, P., et Fry, J.J. « Comportement des sols compactés : apport de la mécanique des sols non saturés ». *Revue Française de Géotechnique*, n°22, 2000. p.17-29.
- Delage P., Howat M.D., Cui Y.J., « The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay », *Engineering Geology*, 50: 1998, p. 31-48. Doi:10. 1016/S0013-7952 (97) 00083.-5.
- Didier G. et Cavalcante R. « Définition des conditions optimales de traitement en place d'un sol perméable en vue de son imperméabilisation» . Direction Générale de l'Administration et du Développement, Service de la Recherche et des Affaires Economiques, 1996, 215 pages.
- Didier, G., Cazaux, D. et Lemoine, Y. « Contrôle in situ de la perméabilité des sols fins non saturés à l'aide du pressio-infiltrmètre », *Proc. of Int. Symp. Eng. Geol. And the Environment*, Rotterdam: Balkema, 1997, Vol. 2, pp. 1769-1774.

- Dixon, D., Chandler, N., Graham, J., et Gray, M. N. "Two large-scale sealing tests conducted at Atomic Energy of Canada's underground research laboratory: the buffer-container experiment and the isothermal test". *Canadian Geotechnical Journal*. 2002., 39 : 503- 518.
- Edil .T.B., Motan.S.E. "Laboratory evaluation of soil suction components". *Geotechnical Testing Journal*. Vol 7, 1984, pp.173-181.
- Ed Diny, S., Masroui, F., Tisot, J.-P. « Détermination de la conductivité hydraulique d'un limon non saturé ». *Revue Française de Géotechnique*, n°62, 1993. p. 67-74.
- El Sohby,M ; and Abou Taha. « Effect of apparatus deformability on swelling pressure ». *Proc. of the 12th . I.C.S.M.F.E . San Fransisco*, 1989. pp. 647-650.
- El Sohby, M.A ; Rabba, S.A and Mazen ,O. « Role of mineralogical composition in the activity of expansive soils ». *Transp.Resc.Record 1032*, 1986. pp .24-33.
- Escoffier, S. « Caractérisation expérimentale du comportement hydromécanique des argillites de Meuse/Haute-Marne ». Thèse Institut national polytechnique de Lorraine. France. 2002.
- Faulkner D.R. « The Role of Clay-bearing Fault Gouges In Controlling Fluid PressuresIn Fault Zones: Implications for Fault Mechanics», these, Manchester, 1997, 279 p.
- Fischer G.J. "The determination of permeability and storage capacity: Pore pressure oscillation method, dams Fault Mechanics and Transport Properties of Rocks", eds. B.Evans and T.-F. Wong, Academic Press, London, 1992a ,187-211 (Chapter 8).
- Fischer G.J. & Paterson M.S., "Measurements of permeability and storage capacity inRocks during deformation at high temperature and pressure", dans *Fault Mechanics and Transport Properties of Rocks*, eds. B. Evans and T.-F. Wong, Academic Press, London, 1992b, 213-252 (chapter 9).
- Fleureau J.M., Kheirbek-Saoud S., Soemitro R., Taibi S., « Behavior of clayey soils on drying-wetting paths », *Canadien Geotechnical Journal*,30 n°2, 1993, p. 287-296.
- Fleureau.J.M and Taibi.S." Water-air permeabilities of unsaturated soils". In A.A. Balkema/ Rotterdam/Brookfield, editor, *Unsaturated Soils*, pages Volume 1, 1995: 479–484.
- Fleureau J.M., Verbrugge J.C., Pedro J.H., Correia A.G., Kheirbek-Saoud. S., « Aspects of the behaviour of compacted clayey soils on drying and wetting paths », *Can. Geotech. J*, 39, 2002, p. 1341-1357.
- Fredlund D.G., "The character of the shear strength envelope for unsaturated soils", V. de Mello Proceedings, 12th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Rio de Janeiro, Août 1989.
- Fredlund, D.G. Rahardjio, H. « Soil Mechanics for unsaturated soils ».Wiley- Interscience Publication, NewYork : John Wiley & Sons ,517p. 1993.
- Fredlund, D.G., Xing, A. and Huang, S. "Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve". *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, No. 3,1994. pp 533-546.
- Gaidi. L. « Transfert par infiltration de l'eau et du soluté dans les sols non saturés - Utilisation de la méthode TDR ». Thèse de Doctorat. Institut National des Sciences Appliqués de Lyon (INSA). 2002.
- Gardner W.R., « Calculation of capillary conductivity from pressure plate outflow data », *Soil Science Society of American Journal*, 3: 1956, p. 317-320.
- Gardner, W.R. « Some steady state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from a water table ». *Soil Science*, 85: 1958, 228-232.
- Ghembaza M.S., Taibi S., Fleureau J.M., « Effet de la température sur le comportement des sols non saturé sur les chemins de drainage et d'humidification », *Canadien Geotechnical Journal*, 44, 2007, p. 1064-1081.

- Goran S and Oberg-Hogsta A.L., «Determination of hydraulic conductivity of sand-bentonite mixtures for engineering purposes », *Geotechnical and Geological Engineering*, 20: 2002, p. 65-80.
- Goual. I. « Comportement hydro-mécanique des sols compactés ; tuf-sable de carrière ».Thèse de Doctorat en cours, Université du Havre.2010.
- Graham J., Yuen K., Goh, P T.B., Janzen, and Sivakumar V. "Hydraulic conductivity and pore fluid chemistry in artificially weathered plastic clay". *Engineering Geology*, 60: 69-81, 2001.
- Grim.R.E. « Physico-chemical properties of soils clay minerals». *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol 85, N° SM 2, 1959. pp1-17.
- Gueddouda, M.K; Abou-Bekr N; Taibi S; Lamara M. " Comportement hydrique et Mécanique d'un mélange sable de dune-bentonite ». *Europ. Jour.Envir.Civil. Eng.vol 10. dec 2010 a (accepté)*.
- Gueddouda. M.K, Aboubekr. N, Taibi. S, Wang. H.Q, Lamara. M, Goual. I, Goual. M.S. « Effet des contraintes de confinement sur la perméabilité d'un geomateriau valorise : application a la conception des barrières ouvragées pour les CET » . Premier Symposium Méditerranéen de Géoengineering «SMGE09». Alger 20 et 21 juin 2009.
- Gueddouda M. K; Lamara M; Abou-bekr. N; Taibi. S. « Hydraulic behaviour of dune sand – bentonite mixtures under confining stress". *Geomechanics and Engineering*, Vol. 2, No. 3, 2010 b, 213-227.
- Gueddouda M. K; Lamara M; Abou-bekr. N; Taibi. S. "Hydraulic Conductivity and Shear Strength of Dune Sand - Bentonite Mixtures". *Elec. Journal. Geotechnical Envir.* 2008. Vol.13, Bund. H.
- Gueddouda M. K; Lamara M; Benabed B; et Goual I. « Effet du mode de compactage sur les paramètres de gonflement ». *Algérie équipement*, N°43. 2007, pp.11-16
- Guide Algériens pour la conception de C.E.T des déchets ménagers. Ministère de l'Aménagement du Territoire, de l'Environnement et du Tourisme Algérien. 2005.
- Guide des techniciens communaux pour la gestion des déchets ménagers et assimilés. Ministère de l'Aménagement du Territoire, de l'Environnement et du Tourisme Algérien. 2009.
- Guiras-Skandaji.H.E « Déformabilité des sols argileux non saturés : étude expérimentale et application à la modélisation ». Thèse de Doctorat de l'Institut National Polytechnique de Lomaira.1996.
- Hafsi, A. « Théorie de la double couche et gonflement des argiles non saturées ».Euromech colloquium N°209 : Mechanics of swelling, Rhodos , Greece, August 23-27 .1993.
- Hansbo, S., 1960, "Consolidation of clay with special reference to influence of vertical sand drains", *Swedish Geotechnical institute Proc.*, 1960, No. 18, 159 p.
- Haug M.D., Wong L.C., « Impact of molding water content on hydraulic conductivity of compacted sand-bentonite », *Canadian Geotechnical Journal*, 29, 1992, p. 253-262.
- Herrmann J. G. et Elsburry B. R. "Influential factors in soil liner construction for waste disposal facilities"-, In : Woods Richard D. *Geotechnical practice for waste disposal'87*, University of Michigan, Ann Arbor, 1987, pp. 522- 536. (ASCE, Geotechnical special publication, N° 13.
- Hillel. D. « l'eau dans les sols, principes et processus physiques ». Louvain-la- Neuve : Academia. 2e éd , Bruxelles: 1988.288p
- Holtz W.G., « Predicting hydraulic conductivity of clay liners: Discussion ». *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 111: 1985, p. 1457-1459.
- Holtz.W.G, et Gibbs .H.J. « Introduction à la géotechnique ».Traduit par Lafleur,J , édition de l'école de polytechnique de Montréal,Canada, 1991.794p.

- Hopmans, J. W., et Dane, J. H. "Temperature dependence of soil hydraulic properties". Soil Science Society of American Journal, 1986. 50: 4-9.
- Houtson, S.L. ; Houtson, W. & Wagner, A.M. « Laboratory filter paper suction measurement ». Geotechnical Testing Journal, vol. 17, 1994. pp. 185-194.
- Hsieh P.A., Tracy J.V., Neuzil C.E., Bredehoeft J.D. & Silliman S.E., "A transient laboratory method for determining the hydraulic properties of 'tight' rocks – I". Theory, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 18, 1981, p. 245-252.
- Jaynes D. B. « Temperature Variations Effect on Field-Measured Infiltration »- Soil Sci. Am. J., Vol.54, N°2, 1990, pp. 305-312.
- Jennings J.E.B., "A revised effective stress law for use in the prediction of the behaviour of unsaturated soils", Proc. Conf. on Pore Pressure and Suction in Soils (British National Society of Soil Mechanics) Butterworth, London, 1961. 26-30.
- Kaya, A. and Durukan, S. "Utilization of bentonite embedded zeolite as clay liner". Applied Clay Science, 25 : 83-91, 2004.
- Kenney T. C., Veen W. A., Sallow M. A., Sungaila M. A., « Hydraulic conductivity of compacted bentonite-sand mixtures », Canadian Geotechnical Journal, 29, 1992, p. 364-374.
- Khemissa, M. « Mesure de la perméabilité des argiles sous contrainte et température ». Revue Française de Géotechnique, 82 : 1998.11-22.
- Klute A., Heermann D. F., « Soil Water Profile Development under a Periodic Boundary Conditions » – Soil Science, Vol. 117, No 5, 1974, pp. 265-271.
- Koch, D. "Bentonite as a basic material for technical base liners and site encapsulation cut off walls". Applied Clay Science, 21: 1-11, 2002.
- Kohgo Y., Nakano M. & Miyazaki T. "A- Theoretical aspects of constitutive modelling for unsaturated soils, b- Verification of the generalized elastoplastic model for unsaturated soils", Soils and Foundations 33, 1993.n° 4, 49-73.
- Komine, H. and Ogata, N. "Experimental study on swelling characteristics of sand bentonite mixture for nuclear disposal". Soils and foundations, 39 : 894-907, 1999.
- Kouloughli Salim. «Étude expérimentale des mélanges sable bentonite- leurs performances comme barrières de confinement dans les cet- ». Thèse de doctorat d'état. Université Mentouri Constantine. 2007.
- Kranz R.L., Saltzman J.S. & Blacic J.D. "Hydraulic diffusivity measurements on Laboratory rock samples using an oscillating pore pressure method", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 27 (5), 1990, p. 345-352.
- Kunze, R.J., Uehara, G., Graham, K., « Factors important in the calculation of hydraulic conductivity ». Proceedings of Soil Science Society of America 32, 1968, 760– 765.
- Kuroda T., Katahira F., Sasaki T., Imamura S., « Outline of Rokkasho low-level radioactive waste disposal center and characteristic of bentonite/sand mixtures ». Journal of Civil Engineering in Japan, Japan Society of Civil Engineering, 1993, p. 39-93.
- Lamara .M. « Etude et Modélisation du Comportement Hydromécanique des Sols non Saturés ». Thèse de doctorat. Alger. 2008.
- Lamara, M; Gueddouda, M.K & Benabed, B. « Stabilisation physico-chimique des sols expansifs, sable de dune + sel ». Revue française de Géotechnique N° 115, 2006. pp. 25-35.
- Larive, E. « Etude expérimentale des roches à très faible perméabilité par la mise en œuvre d'un perméamètre de précision ». Université Montpellier ii. 189 p. 2004.
- Lautrin. D. « Une procédure rapide d'identification des argiles ». Bulletin L.C.P.C, N° 152, 1987. p.76.
- Lauffer H., and Schober W., « Investigation for the earth core of the Gapatsch rockfill dam with a height of 150 m ». In Proc. of the 7th Int. Conf., Rome, Vol. 4, 1961, Q27 R92.

- Leong, E.C., Rahardjo, H. Soil-water characteristic curves of compacted residual soils. *Unsaturated Soils*, Juca de Campos & Marinho (eds), Swets & Zeitlinger, Lisse, 1997. p. 271-276.
- Li. X.L. « Comportement hydromécanique des sols fins : de l'état saturé à l'état non saturé ». Thèse de Doctorat, Université de Liège, 2000.
- Lingnau B.E, Graham . J, D. Yarechewski. D, Tanaka.N, and Gray.M.N. "Effects of temperature on strength and compressibility of sand bentonite buffer". *Engineering Geology*, 41 : 103-115, 1996.
- Lopez R.S., Cheung C.H., Dixon D.A., « The Canadian program for sealing underground nuclear fuel waste vaults ». *Canadian Geotechnical Journal*, 21: 5, 1984, p. 93–596.
- Lundgren, T. A. " Some Bentonite sealants in soil mixed blankets D", *Proc. I Uh, ICSMFE*, Stockholm, No. 2, 1981, pp. 349-354.
- Macey H. H., « Clay-water relationships and the internal mechanism of drying »-*Transactions of the British Ceramic Society*, Vol. 41, N°4, 1942, pp. 73-95.
- Magnan J.P. (1999), « Mécanique des sols et des roches », Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Marcial D., Delage P., and Cui Y.J.. Reduced model test for the study of the self sealing capacity of the joints of bentonite based engineered barriers. In 6th international workshop on Key Issues in Wastes Isolation Research (KIWIR), pages 285–303, 2001.
- Marcial. D, Delage. P and Cui. YJ." On the high stress compression of bentonite". *Can.Geotch. J.*, 39: 812-820, 2002.
- Marcoen. J.M, Tessier. D, Thorez.j, Monjoie.A, Schroeder. CH. « Manuel relatif aux matières naturelles pour barrières argileuses ouvragées pour C.E.T et réhabilitation de dépotoirs en Région wallonne ». Ministère de la Région wallonne .2001.
- Marcotte, D., Marron, J. C. et Fafard, M., " Washing of Bentonite in Laboratory Hydraulic-Conductivity Tests". *J.of Env. Engineering*, Vol. 1 20, No. 3, 1994, pp. 691-698.
- Martin.C. « Gros D'Aillon. Rhéométrie et structure de gels aqueux de nanoparticules d'hectorite ». Thèse de doctorat - Institut Polytechnique de Grenoble, 2002.
- Masrouri F. « Comportement hydro-mécanique des sols polyphasiques ». Mémoire d'habilitation à diriger des recherches, INPL, Nancy, 1996.134 pages.
- Mata. C, Guimaraes.L, Ledesma.A, Gens.A, and Olivella.S." A hydro geomechanicalanalysis of the saturation process with salt water of a bentonite crushed rock mixture in anengineered nuclear barrier". In 6th international workshop on Key Issues in Wastes IsolationResearch (KIWIR), pages 643–663, 2001.
- Mesri, G. et Olson, R. E." Shear Strength of Montmorillonite ", *Géotechnique*, Vol. 20, No. 3, 1970. pp. 261-270.
- Mitchel.J.K. «Fundamentals of soil behaviour». John Wiley & sons. Inc ; New York. .1976. 422 pp.
- Modaressi A., Abou bekr N. & Fry J.J. "Unified approach to model partially saturated and saturated soils", *Proc. 1st Int. Conf. Unsaturated Soils UNSAT.95*, Paris, E.E. Alonso & P. Delage (eds), Presses des Ponts et Chaussées, Vol. 3, 1996. 111 - 116.
- Mollins L.H., Stewart D., Cousens T.W., « Predicting the properties of bentonite-sand mixtures », *Clay Minerals*, 31, 1998, p. 243-252.
- Montañez J.E.C., "Suction and Volume Changes of Compacted Sand-Bentonite Mixtures". Thèse de Doctorat, University of London, 2002.
- Morin, R., et Silva, A. J. "The effects of high pressure and high temperature on some physical properties of ocean sediments". *Journal of Geophysical Research*, 89(B1): 1984.511- 526.
- Mouroux, P., Margon, P., et Pinte, J.C. « La construction économique sur sols gonflants », manuels et méthodes n° 14, 1988. B.R.G.M, France.

- Moussai, B. 1993, " Etude en laboratoire du compactage statique et de la perméabilité des sols fins argileux ", Thèse de Doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 1993, 242 p.
- Mualem, Y. « A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media ». *Water Resources Research* 12, 1976, 513– 522.
- Musy. A et Scotter. M.” *Physique de sol*”. Presses Polytechnique et Universitaire. Lausanne. 1991.
- Myslyvec, A.« Experimental study of uniaxial swelling in time », Proc. Of the 7th. I.C.S.M.F.E. , Mexico,1969.pp.307-309.
- Neuzil C.E., Cooley C., Silliman S.E., Bredehoeft J.D. & Hsieh P.A., “A transient laboratory method for determining the hydraulic properties of 'tight' rocks - II.Application”, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* 18, 1981.p. 253-258.
- Nishigaki M., Sun Y., and Kono I., «A study of deformation and failure of compacted sand/bentonite mixture soil foundation by model test and numerical analysis », In *Proceedings of the International Symposium on Pre-failure Deformation of Geomaterials. IS-Hokkaido, Japan, Vol. 1, 1994, p. 523-529.*
- Olchitzky, E. « Couplage hydromécanique et perméabilité d’une argile gonflante non saturée sous sollicitations hydriques et thermiques. Courbe de sorption et perméabilité à l’eau ». Thèse de Doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France. 2002.
- O’ Neill,M.W.and Poormoayed. « Methodology for foundations on expansives clays », *J.G.E.D.* 1980. pp.1345-1367.
- Olsen, H.W. "Hydraulic flow through saturated clays", *Clay & Clay Minerals*, 1962, Vol. 9, 1962, pp. 131-161.
- Olson, R.E. and Daniel, D.E. "Measurement of the hydraulic conductivity of finegrained soils, Permeability and Groundwater Contaminant Transport", In T.F. Zimmie, and C.O. Riggs Eds., Philadelphia: American Society for Testing and Materials, 1981, pp. 18-64, (ASTM STP 746).
- Pakzad. M. « Modélisation du comportement hydromécanique des argiles gonflantes à faible porosité », Thèse de doctorat de l’Université d’Orléans.1995.
- Parker R.J., Bateman S., Williams D., « Design and management of landfills , *Geotechnical management of waste and contamination* », Fell, Phillips & Gerard (eds), Balkema, Rotterdam, 1993, p. 209-252.
- Philipponnat.G, Huber.B. « Fondations et ouvrages en terre ». Edition Eyrolles. (1997). 548p.
- Popescu,G. « A comparaison between the behaviour of swelling and of collapsing soils », *Engineering geology*, Elseviers sciences publishers B.V., Amsterdam,1986 pp .145-163.
- Pusch R., Schomburg J. “Impact of microstructure on the hydraulic conductivity of undisturbed and artificially prepared smectitic clay”. *Eng. Geology*, 54, 1999.167-172.
- Rahardjo H. , Meilani I and Leong E. C.” Shear strength characteristics of a compacted soil under infiltration conditions”. *Geomechanics and Engineering*, Vol. 1, No. 1, 2009, 35-52.
- Rahardjo H, Boo Heng O, and Leong Eng C.” Shear strength of a compacted residual soil from consolidated drained and constant water contenttriaxial tests. ». *Can. Geotech. J.* 41: 421–436 (2004).
- Romero, E. “Characterisation and thermo-hydro-mechanical behaviour of unsaturated Boom clay: An experimental study”. Thèse de Doctorat, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelone, Espagne. 1999.
- Romero, E., Gens, A., et Lloret, A. “Temperature effects on the hydraulic behaviour of an unsaturated clay”. *Geotechnical and Geological Engineering*, 19(3-4) : 2001. 311-332.
- Saadi Lotfi. « Méthodologie de contrôle de l'homogénéité et de la perméabilité des barrières argileuses ». Thèse de Doctorat. Institut national des sciences appliquées de Lyon. 2003.

- Saha, R. S., et Tripathi, R. P. "Effect of temperature on hydraulic conductivity of soil". *Journal - Indian Society Soil Science*. 27 (3) : 1979.220-224.
- Saïm.R. « Difficultés expérimentales et palliatives pour utiliser au mieux les résultats expérimentaux », Document de travail pour la table ronde ECP, 31 mai 1996 et pour la note technique du comité français de Mécanique des sols, 1996.
- Saiyouri, N., Hicher, P. Y., et Tessier, D. "Microstructural approach and transfer water modelling in highly compacted unsaturated swelling clays". *Mechanics of cohesive frictional materials*, 5 : 2000.41-60.
- Santucci de Magistris.F, Silvestri .F, and Vinale F. "Physical and mechanical properties of a compacted silty sand with low bentonite fraction". *Can. Geotech. J.*, 35: 909-925, 1998.
- Saouli .H., Fleureau .J.-M , Trabelsi Ayadi M. " Physicochemical analysis of permeability changes in the presence of zinc". *Geoderma*. 2008.02.014. *Geoderma* 145. 2008. 1-7.
- Sayad – Gaidi C., « Ecoulement dans les milieux poreux peu perméables saturés et non saturés », Thèse de docteur, Ecole centrale. Paris. France, 2003.
- Schnitter G., and Zeller J., « Geotechnical investigations of mixtures of bitumen, clay or bentonite with sandy gravel », In *Proceedings of the 7th International Conference on Large Dams*, Rome, Vol. 4, 1961, Q27 R38.
- Schloser .F « Élément de mécanique des sols ». *Presse de l'école nationale des ponts et chaussées*, 1988. 269p.
- Schreiner,H.D." Swelling of soils compacted dry of the plastic limit". 6th. I.C.E.S. December, New Delhi, India, 1987. pp.135-141.
- Seed, H.B ., R.J.Woodward et R.Lundgren. « Prediction of swelling potentiel for compacted clays ». *Journal of the soil Mechanics and foundations division, ASCE*, vol. 88, N° SM4, 1962, p.107-131.
- Serratrice J.F & Soyez B. « Les essais de gonflements ». *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*.204.Juillet –Août 1996-réf .4082. 1996. pp 65-85.
- Skempton.A.W. « The collaïdal activity of clays ». *Proceedings of the Third International Conférence on Soil Mechanics and Foundations Engineering*. Vol.1, 1953. pp 57-61.
- Snethen. « Characterization of expansive soils using suction data ». *Proc. of the 4th. I.C.E.S. Denver*, 1980. pp. 54-75.
- Tabani, P. « Transfert hydrique dans des sols déformables ». Thèse de l'INPL, Nancy, 173 p. 1999.
- Taibi S., « Comportement mécanique et hydraulique des sols soumis à une pression interstitielle négative, étude expérimentale et modélisation », Unpublished thèse de Doctorat, Ecole Centrale Paris, France, 1994.
- Taibi .S, Duperret .A, Fleureau.J.M. « The effect of suction on the hydro-mechanical behaviour of chalk rocks". *Engineering Geology*. 2009a. pp.40-50.
- Taibi. S, Bicalho. K.V, Sayad-Gaidi. C, Fleureau. J.M. " Measurements of unsaturated hydraulic conductivity functions of two fine-grained materials". *Soils and foundations*, 2009 b, vol.49, N° 2, 181-191.
- Tang, A. M., et Cui, Y. J. "Controlling suction by the vapour equilibrium technique at different temperatures and its application in determining the water retention properties of MX80 clay". *Canadian Geotechnical Journal*, 42(1): 2005.287-296.
- Tavenas, F., Jean, P., Leblond, P., Leroueil, S. " The permeability of natural soft clays. Part II : permeability characteristics". *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 20, n°4, 1983. p. 645-660.
- Terzaghi, K. "Theoretical Soil Mechanics". New York, Wiley, (1943). 510p.
- Tessier D. "Recherches expérimentales sur l'organisation des particules dans les argiles", Thèse Dr. Ingénieur, 1975. Conservatoire National des Arts et Métiers.

- Thériault P. « Etude de l'influence des métaux lourds sur la conductivité hydraulique de couches sable/bentonite », Mémoire pour l'obtention du grade de maître des sciences (M.Sc.), Canada, 2000.
- Towhata, I., Kuntiwattanukul, P., Seko, I., et Ohishi, K. "Volume change of clays induced by heating as observed in consolidation tests". *Soils and Foundations*, 33(4): 1993. 170-183.
- Tran Ngoc Lan. « Utilisation de l'essai au bleu de méthylène en terrassements routiers ». *Bulletin de Liaison Labo .P. et Ch.* 111. 1981. pp 5-16.
- Van Damme .H. « Mécanique des sols non saturés - sous la direction de Olivier Coussy et Jean Marie Fleureau »- Chapitre 1. Hermès Science Publications, 2002.
- Van Impe, W.F., Bouazza, A., « Barrières d'étanchéité dans les sites de décharges : développement récents », *Revue Française de Géotechnique*, 74 : 1996, p. 3-18.
- Van Genuchten, M.T. "A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils". *Soil Science Society of America Journal*. Vol. 44, 1980. pp.892-898.
- Verbrugge J.C. "Contribution à la mesure de la succion et de la pression interstitielle dans les sols non saturés", Thèse de Doctorat, 1974. Université Libre de Bruxelles.
- Verbrugge.J.C & Fleureau J.M. « Bases expérimentales du comportement des sols non saturés ». Chapitre 2 du livre *Mécanique des sols non saturés* sous la direction de Coussy. O & Fleureau J.M. 2002. pp. 69-111
- Vijayvargiya V.N. and Ghazzaly D.I. " Prediction of swelling potential for natural clays" *Proc. of the 3rd, I.C.E.S., Haifa, 1973, pp. 227-236.*
- Vicol T., « Comportement hydraulique et mécanique d'un sol fin non saturé. Application à la modélisation ». Thèse de doctorat, ENPC, 1990, 216 pages.
- Villar M.V., « First results of suction controlled oedometer tests in highly expansive Montmorillonite », *Proc. 1ST. Int. Conf. on Unsaturated soils, Paris, vol.1, 1995, p. 207-213.*
- Youness M.A. « Perméabilité hydraulique et électro-osmotique des ronches argileuses. », thèse de docteur (en cours), université du Havre. 2010.
- Warkentin,B.P ; Bozozuk,M. « Shrinking and swelling properties of two Canadian clays »,*Proc.of the 5 th I.C.S.M.F.E. , Paris, 1961.pp.851-855.*
- Watabe. Yoichi, Tsuchida. Takashi & Kang. Min-Soo. "Influence of sand fraction on the impermeability of seepage control clayey layer". *2nd International Symposium on Contaminated Sediments. Canada. 2003. pp.163-169.*
- Weibe, B., Graham, J., Tang, G. X., et Dixon, D. "Influence of pressure, saturation and temperature on the behaviour unsaturated sand-bentonite". *Canadian Geotechnical Journal*, 35 : 1998. 194-205.
- Winiarski, T. « Analyse systémique du fonctionnement de l'interface système naturel et système anthropisé: -exemple de l'interface décharge/aquifère », Thèse de doctorat, Université Claude Bernard-Lyon I. 1994.
- Wu, J. Y. et Khera, R. P., " Properties of a Treated-Bentonite /Sand Mix in Contaminant Environment. *Physic-Chemical Aspects of Soil and Related Materials*", ASTM STP 1095, K. B. Hodinott and R. O. Lamb, Eds., American Society for Testing and Materials, 1990.pp. 47-59.
- Zerhouni M. I., Rôle de la pression interstitielle négative dans le comportement des sols – Application aux routes, Thèse de doctorat, Ecole Central de Paris, 1991.
- Zervoyannis. C. »Etude synthétique des propriétés mécaniques des argiles saturées et des sables sur chemin oedométrique et triaxial de révolution », Thèse de Docteur Ingénieur présentée à l'Ecole Centrale des Arts et Manufactures . 1982.

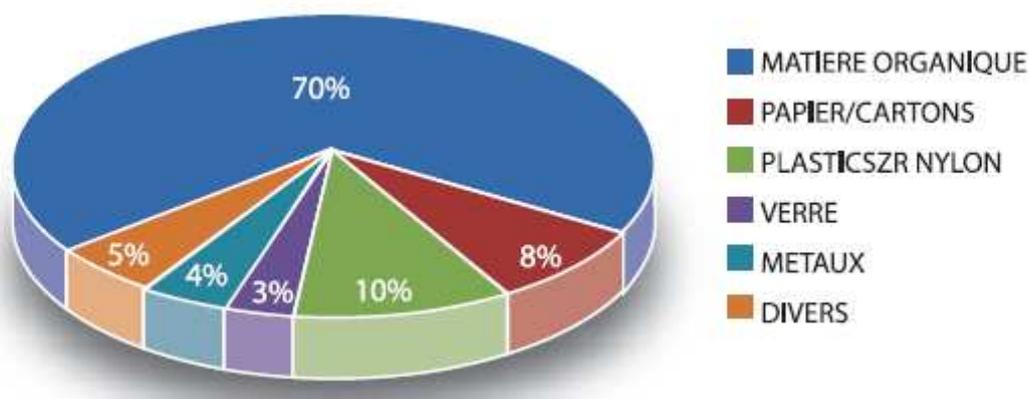
Annexes

Annexe I : Valorisation des déchets et données nationales

Valorisation des déchets

D'après le Ministère de l'Aménagement du Territoire de l'Environnement et du Tourisme, le gisement de déchets ménagers produit annuellement par les ménages algériens, comporte une fraction récupérable non négligeable que les services du MATET estiment comme suit :

Papier : 385 000 tonnes/an
Plastique : 130 000 tonnes/an
Métaux : 100 000 tonnes/an
Verre : 50 000 tonnes/an
Matières diverses : 95 000 tonnes/an



Composition moyenne des déchets des ménages algériens

Ceci représente une manne financière de l'ordre de 3,5 milliards de Dinars/an (0,13% du PIB) perdue chaque année dans les décharges. Les fractions récupérées (souvent informellement) sont :

- 0.2% des emballages plastics mis en décharge (4029 tonnes sur 1 955 396 tonnes)
- 0.000001% des emballages métalliques (1464 tonnes sur 13 329 689 tonnes) pour les plastics et métaux

Quelques chiffres : données nationales

L'Algérie génère chaque année 10 à 12 millions de tonnes de déchets ménagers.

- L'Algérie compte 3000 décharges sauvages. Ces décharges occupent une surface totale de l'ordre de 150 000 hectares.
- Ces décharges coutent annuellement à l'Algérie 0,19 % du PIB en impacts sur la santé et 0,13 % du PIB en pertes économiques (potentiel de recyclage et de valorisation non réalisés).
- Le nombre d'agents chargés de la collecte des déchets ménagers et du nettoyage des voies publiques en Algérie, était de un (01) agent pour 500 habitants en 1980. En

2005, il est passé à un (01) agent pour 1500 habitants en 2005, soit trois fois moins d'agents qu'il n'en faut.

- Le parc véhicules de collecte des déchets ménagers et assimilés en Algérie est estimé à un (01) véhicule pour environ 7500 habitants alors que les normes internationales sont de un (01) véhicule pour 4000 habitants. Le déficit national en véhicules de collecte serait donc de 87,5%
- Chaque année 200 000 tonnes de déchets d'emballages sont rejetés en Algérie. Les plastiques constituent 95% de ces emballages et les métaux représentent les 5% restants.
- Des 200 000 tonnes de déchets d'emballages rejetés annuellement, seulement 4000 tonnes sont récupérées soit 2% du gisement.
- Chaque année, 22000 tonnes de déchets d'activités de soins sont produits en Algérie.
- Le Ministère de l'aménagement du territoire et de l'environnement a programmé la réalisation de 1000 schémas directeurs de gestion des déchets solides urbains pour les différentes communes du pays. Déjà 640 schémas sont finalisés.
- Le Ministère de l'aménagement du territoire et de l'environnement a programmé la réalisation de 300 Centres d'enfouissement Technique et décharges contrôlées. Déjà 90 projets sont achevés ou en voie d'achèvement.
- Il existe en Algérie 317 incinérateurs opérationnels pour la destruction des déchets d'activités de soins.
- En 2008, il existe 873 récupérateurs agréés et répartis sur le territoire national. Ce chiffre est en augmentation continue.
- En 2008, il existe 320 exportateurs de déchets ferreux et non ferreux répartis sur le territoire national. (Association des exportateurs de métaux ferreux)
- Chaque année, les algériens utilisent près de 300 millions de piles et accumulateurs, soit environ 12 unités par habitant. On estime que 70% de ces piles finissent dans la nature ou à la décharge avec tous les risques de contamination de l'environnement par le mercure, le cadmium, le plomb, le zinc ou le lithium.

Annexe II : Résultats des essais

✓ Résultats des essais de caractérisation des mélanges sable de dune-bentonite

	$\phi \leq 80 \mu m$	$C_2 \leq 2 \mu m$	C_u	γ_{dmax} (kN/m^3)	w_{opt} (%)	w_L	w_P	I_p		S_{st} (m^2/g)	G (%)	P_g (kPa)
100 % S +0 % B	2%	0%	1,7	19,2	10				2,65	1,4	----	----
97 % S +3 % B	4%	0%	1,8	19,1	10,5	20	---	--	2,6395	10	0,85	17
95 % S +5 % B	5%	0%	2,5	18,8	11,5	21	---	--	2,6325	15	2,2	38
90 % S +10 % B	11%	5%	2,6	18,3	12,8	27	21	6	2,6153	43	5,90	124
88 % S +12 % B	12%	7%	2,6	17,8	14,0	28	18	10	2,6085	60	7,30	150
85 % S +15 % B	15 %	9%	3,8	17,0	15,2	34	22	12	2,5983	83	8,70	178
0 % S +100 % B	85%	60%	-----	12,1	32	141	48	93	2,34	462	47,5	852

✓ Résultats des essais œdométriques

❖ Paramètres de compressibilités et de consolidation de l'essai œdométrique

- Coefficient de compression « C_c » qui représente la pente de la droite dans le plan (e - $\log \sigma'$) pour le cas du chargement, il est donc défini par :

$$C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta(\log \sigma')}$$

- Coefficient de gonflement « C_g ou C_s » : qui représente la pente de la droite dans le plan (e - $\log \sigma'$) pour le cas du déchargement et il a la même expression que C_c .

$$C_{g,s} = \frac{\Delta e}{\Delta(\log \sigma')}$$

- Les paramètres de consolidation obtenue à partir de la courbe de consolidation (méthode de Taylor) sont :
 - ✓ t_{90} (obtenu graphiquement) dans le plan ($\Delta h - \sqrt{t}$).
 - ✓ coefficient de consolidation C_v :

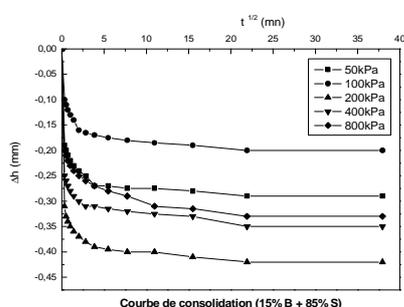
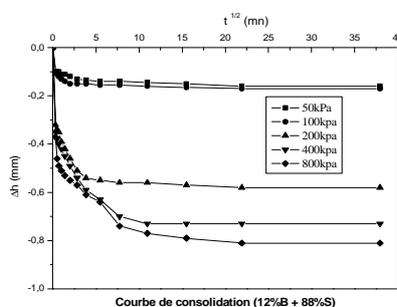
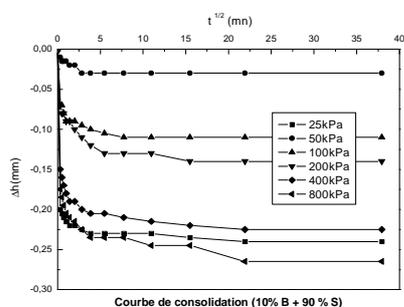
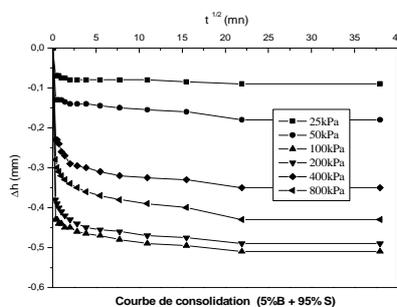
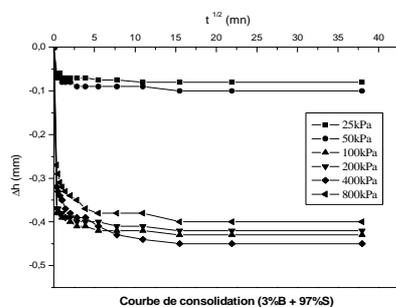
$$C_v = \frac{0,848 \times H_0^2}{4 \times t_{90}}$$

❖ **Valeurs des Coefficients de Compressibilité et de Ggonflement des mélanges sable de dune-bentonite**

	$w_i\%$	γ_{dmax}	e_0	$w_f\%$	C_c	C_g
0%B+100%S	10	19,2	0,65	17,35	0,001	0,001
3%B+97%S	10,5	19,1	0,64	20,85	0,01	0,003
5%B+95%S	11,5	18,8	0,72	21,65	0,07	0,02
10%B+90%S	12,8	18,3	0,8	23,45	0,10	0,04
12%B+88%S	14,0	17,8	0,86	24,35	0,125	0,05
15%B+85%S	15,2	17,0	0,91	25,37	0,14	0,06
100%B+0%S	32	12,1	2,11	62,04	1,05	0,42

w_f : teneur en eau finale

❖ **Courbes de consolidation des mélanges s/b**



Annexe III : Perméabilité saturé et non saturée

- **Mesure du coefficient de Skempton (triaxial)**

Le coefficient de Skempton est défini comme le rapport entre l'accroissement de la pression du fluide interstitiel et l'accroissement de la contrainte totale de confinement : $B = \Delta u / \Delta \sigma_3$.

Pour la mesure du coefficient de Skempton B, nous avons utilisé la cellule triaxiale de type Bishop. Après la mise en place de l'échantillon dans la cellule, les principales étapes pour la détermination de ce coefficient sont :

- application de la contrainte de confinement $\sigma_3 = 100$ kPa avec une pression à la base $u_e = 40$ kPa (la contrainte effective moyenne est $\sigma'_3 = 60$ kPa) la pression à la sortie est nulle ($u_s = 0$ kPa, le robinet R2 est ouvert). Après un temps de stabilisation, nous avons augmenté $\sigma_3 = 150$ kPa ($\Delta\sigma = 50$ kPa) et $u_e = 90$ kPa de telle manière à conserver la contrainte effective moyenne constante $\sigma'_3 = 60$ kPa ;
- après un temps de stabilisation, on lance le premier essai en fermant le robinet R1 de la base, on enregistre les pressions indiquées par le capteur C1, après stabilisation (les valeurs de pression sont constantes);
- on détermine la variation de pression Δu comme étant la différence entre la pression indiqué par le capteur et la pression initiale u_e ;
- on détermine la valeur de B pour le premier essai qui représente le rapport entre Δu et $\Delta\sigma_3$;
- pour refaire un autre essai, on ajoute la valeur de Δu à σ_3 et à u_e (robinet R1 ouvert) de façon à conserver la valeur de la contrainte effective moyenne constante ;
- après équilibre, on répète les mêmes étapes.
- L'essai est terminé si la valeur de B est égale à 1 ou proche de 1.

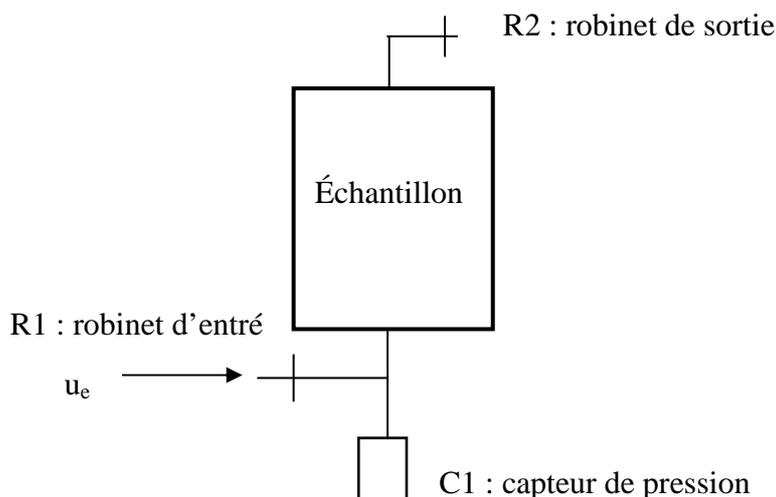


Schéma descriptif de mesure du coefficient de Skempton

- *Étapes de mesure du coefficient de Skempton B*

	σ_3	ue	σ'_3	R1	C1	$\Delta\sigma_3$	Δu	B
	100	40	60	ouvert	-----	-----	-----	-----
équilibre	150	90	60	ouvert	-----	-----	-----	-----
Test 1	150	90	60	fermé	122.7	50	32.5	0.654
équilibre	182.5	122.5	60	ouvert	-----	-----	-----	-----
Test 2	182.5	122.5	60	fermé	153.7	32.5	31.2	0.96
équilibre	213.7	153.7	60	ouvert	-----	-----	-----	-----
Test 3	213.7	153.7	60	fermé	183.6	31.2	29.9	0.96

- *Coefficient de perméabilité pour les trois méthodes*

<i>œdomètre</i>			<i>Essai triaxial</i>		
σ'_v (kPa)	p' (kPa)	k (m/s)	p' (kPa)	k (m/s)	k (m/s)
25	17	$7,4 \times 10^{-9}$	200	$4,6 \times 10^{-9}$	----
50	35	$4,5 \times 10^{-9}$	400	$2,4 \times 10^{-10}$	$2,2010^{-09}$
100	70	$8,8 \times 10^{-10}$	600	$1,8 \times 10^{-10}$	$2,0010^{-09}$
200	140	3×10^{-10}	800	$1,70 \times 10^{-10}$	$2,0010^{-09}$
400	280	$1,6 \times 10^{-10}$	1000	$1,70 \times 10^{-10}$	$2,0010^{-09}$
800	560	$4,6 \times 10^{-11}$	1300	$1,13 \times 10^{-10}$	$1,7010^{-09}$

- *Valeurs de la perméabilité non saturée pour différentes succions imposées*

Solution saline saturée	$u_a - u_w$ (MPa)	M(pente) [Ln(VwT-Vw(t), T)]	$k(w)$ m/s
K_2SO_4	4,23	$-4,18. 10^{-7}$	$6. 10^{-13}$
$CuSO_4$	7,13	$-5,698. 10^{-7}$	$1,2. 10^{-13}$
$ZnSO_4, 7H_2O$	14,64	$-5,328. 10^{-7}$	$1,6. 10^{-13}$
KCl	22,59	$-6,44. 10^{-7}$	$2. 10^{-14}$
NH4, Cl	34,54	$-5,46. 10^{-7}$	$8. 10^{-14}$
NaCl	38,15	$-7,77. 10^{-7}$	$3,4. 10^{-14}$
CH_3COOH	102,02	$-5,69. 10^{-7}$	$2,3. 10^{-13}$
$CaCl_2, 6H_2O$	156,22	$-7,95. 10^{-7}$	$3. 10^{-14}$

Annexe IV : Essais triaxiaux

- **Méthode de calcul (essais triaxiaux saturés)**

- ✓ **Avant consolidation**

Les dimensions des échantillons sont :

$$H_0 = 70 \text{ mm}$$

$$d = 35 \text{ mm}$$

Indice des vides initial $e_0 = 0,64$ (valeur obtenue par pesée hydrostatique dans le Kerdane).

- ✓ **Fin de consolidation** (Consolidation isotrope)

Avant la phase d'écrasement, les dimensions initiales des échantillons seront modifiées de telle sorte que H_0 diminue à H_1 , de même pour le diamètre, il diminue de d à d_1

Pour chaque phase de consolidation, l'indice de vide sera modifié. La détermination des nouveaux indices des vides sera comme suit :

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

V_0 : volume initial de l'échantillon

ΔV_i et Δe_i : variation de volume et variation de l'indice des vides pour chaque phase de consolidation

- ✓ **Chemin isotrope**

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad \rightarrow \quad \varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \varepsilon_3 ; \quad \varepsilon_v = 3 \times \varepsilon_1$$

$$\varepsilon_1 = \frac{\Delta h}{h_0} \Rightarrow h_1 = H_0 - \Delta h$$

$$\varepsilon_v = 3 \times \varepsilon_2$$

$$\varepsilon_2 = \frac{\Delta d}{d} \Rightarrow d_1 = d - \Delta d$$

- ✓ **Phase de l'écrasement**

Après la phase de consolidation, on passe à la phase suivante qui est le cisaillement sous une contrainte effective moyenne σ'_3 .

On détermine q , p et p' par les relations suivantes :

$$q = \frac{F}{A_1} = \sigma_1 - \sigma_3 \quad q : \text{contrainte déviatorique}$$

A_1 : section droite de l'échantillon après la phase de cisaillement

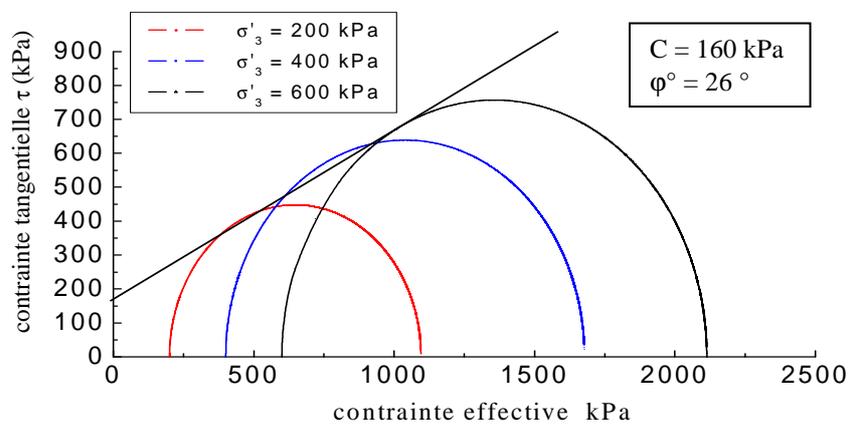
F : force axiale appliquée

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} = \frac{q}{3} + \sigma_3 \quad p : \text{contrainte moyenne totale}$$

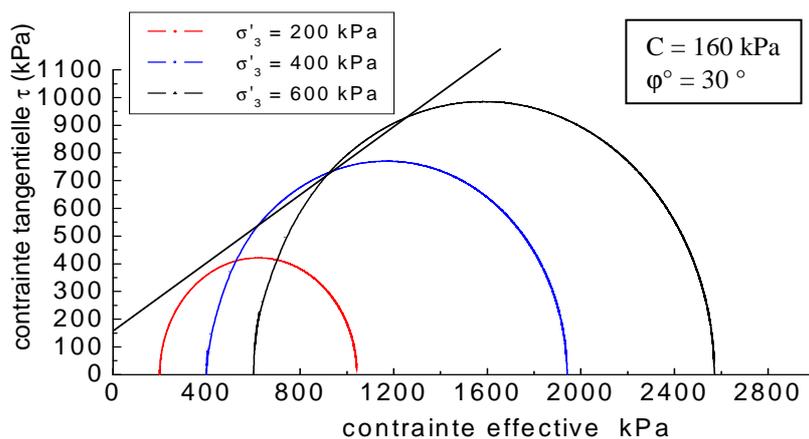
$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} = \frac{q'}{3} + \sigma'_3 \quad p' : \text{contrainte moyenne effective}$$

$$p' = p - u$$

✓ *Cercles de Mohr des deux essais triaxiaux CD réalisés*



Essais triaxiaux drainés H= 70 mm



Essais triaxiaux drainés H= 50 mm

- **Résultats des essais triaxiaux à teneurs en eau constante**

Valeurs de q_{max} pour chaque teneur en eau et contrainte de confinement

	$\sigma_3 = 150$	$\sigma_3 = 200$	$\sigma_3 = 250$
	q_{max}	q_{max}	q_{max}
4%	----	1530	1700
8%	1120	1290	1360
12%	1047	1180	1330
15%	930	1230	1330
17%	1064	1139	1260

Angle de frottement apparent et cohésion apparente du mélange $S_{85}B_{15}$ en fonction de la teneur en eau

w %	q_0 (kPa)	M_{max}	ϕ°	C(kPa)
4%	410	1,6	37	205
8%	400	1,4	35	190
12%	380	1,45	36	190
15%	420	1,4	35	200
17%	370	1,3	33	175

Valeurs de E_{50} en fonction de la teneur en eau et la succion initiale pour chaque contrainte de confinement

w %		$\sigma_3 = 150$ (kPa)	$\sigma_3 = 200$ (kPa)	$\sigma_3 = 250$ (kPa)
	Succion(kPa)	E_{50} (kPa)	E_{50} (kPa)	E_{50} (kPa)
4%	9500	----	220	280
8%	2000	170	220	270
12%	500	140	180	270
15%	100	120	180	220
17%	40	120	150	180