



HAL
open science

Retrait/gonflement des sols argileux compactés et naturels

Hossein Nowamooz

► **To cite this version:**

Hossein Nowamooz. Retrait/gonflement des sols argileux compactés et naturels. Sciences de la Terre. Institut National Polytechnique de Lorraine, 2007. Français. NNT : 2007INPL107N . tel-01752833v1

HAL Id: tel-01752833

<https://hal.univ-lorraine.fr/tel-01752833v1>

Submitted on 29 Mar 2018 (v1), last revised 18 Oct 2008 (v2)

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

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



AVERTISSEMENT

Ce document est le fruit d'un long travail approuvé par le jury de soutenance et mis à disposition de l'ensemble de la communauté universitaire élargie.

Il est soumis à la propriété intellectuelle de l'auteur. Ceci implique une obligation de citation et de référencement lors de l'utilisation de ce document.

D'autre part, toute contrefaçon, plagiat, reproduction illicite encourt une poursuite pénale.

Contact : ddoc-theses-contact@univ-lorraine.fr

LIENS

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 122. 4

Code de la Propriété Intellectuelle. articles L 335.2- L 335.10

http://www.cfcopies.com/V2/leg/leg_droi.php

<http://www.culture.gouv.fr/culture/infos-pratiques/droits/protection.htm>

INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

École Nationale Supérieure de Géologie

Laboratoire Environnement, Géomécanique & Ouvrages

École Doctorale RP2E

THÈSE

Présentée en vue de l'obtention du grade de :

DOCTEUR DE L'I.N.P.L.

Spécialité :

Génie Civil – Hydrosystèmes – Géotechnique

par

Hossein NOWAMOOZ

**RETRAIT/GONFLEMENT DES SOLS ARGILEUX
COMPACTES ET NATURELS**

Soutenue le 19 décembre 2007

Membres du Jury :

M. R. COJEAN	Président
M. O. CUISINIER	Examineur
M. P. DELAGE	Rapporteur
M. J.M. FLEUREAU	Rapporteur
Mme F. MASROURI	Directeur de thèse
M. E. ROMERO-MORALES	Examineur

À ma mère
À mon père
À mon frère

Remerciements

Avant tout, je tiens à exprimer ma gratitude à Madame Farimah Masrouri, Professeur à l'INPL-ENSG et directrice de thèse, pour m'avoir guidé tout au long de ce travail de recherche. Je la remercie vivement de sa disponibilité de tous les instants qui ont rendu ce travail possible.

Je tiens à remercier Monsieur J.M. Fleureau, Professeur à l'École Centrale de Paris, Monsieur P. Delage, Directeur de recherche à l'École Nationale des Ponts et Chaussées, pour avoir bien voulu accepter la tâche de rapporteur de ce mémoire.

Je remercie également Monsieur le Professeur R. Cojean, Monsieur E. Romero-Morales, Directeur du laboratoire géotechnique à l'Université Polytechnique de Catalogne, et Monsieur O. Cuisinier Chargé de Recherche au LCPC Nantes, d'avoir accepté d'être membre du jury de ma thèse.

Mes remerciements vont aussi à Monsieur Jean-Paul Tisot Professeur et Monsieur A. Abdallah Maître de Conférences à l'ENSG-INPL, pour leurs conseils avisés. Merci à Messieurs J.F. Noëlle et F. Mansuy, qui m'ont apporté leur aide dans la réalisation des essais et à Monsieur L. Schoumaker pour les essais porosimétriques.

Mes pensées vont pareillement à Sébastien, à Mohamad, à tous les autres doctorants ou étudiants que j'ai rencontrés au LAEGO.

Ces remerciements ne seraient pas complets si je ne citais pas les personnes qui ont eu à supporter tous les hauts et les bas qui se sont succédés tout au long de ce travail. Qu'elles trouvent ici l'expression de ma reconnaissance.

Enfin, pour leur soutien très précieux de tous les instants, j'associe à ce travail mes parents ainsi que toute ma famille. Je pense surtout à ma mère sans qui je n'aurais pas pu traverser ces trois années du travail.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I. BIBLIOGRAPHIE.....	5
I.1. Introduction	5
I.2. Nature du phénomène.....	6
I.3. Identification des sols gonflants.....	8
I.4. Principales causes des variations de volume du sol	10
I.4.1. Modification des contraintes mécaniques.....	11
I.4.2. Modification des contraintes hydriques	11
I.4.3. Effet physico-chimique.....	12
I.5. Double structure des sols gonflants.....	12
I.5.1. Influence du chargement mécanique sur la structure interne des sols	14
I.5.2. Influence de l'imposition de succion sur la structure interne des sols.....	16
I.5.3. Conclusion.....	18
I.6. Gonflement des argiles.....	18
I.6.1. Mécanisme de gonflement des argiles	18
I.6.2. Définition des paramètres du gonflement.....	20
I.6.2.1. Méthode à gonflement libre	21
I.6.2.2. Méthode sous charge constante	21
I.6.2.3. Méthode à volume constant	22
I.7. Retrait des sols gonflants	22
I.7.1. Essais de dessiccation pour la détermination de la limite de retrait conventionnelle.....	24
I.7.2. Essais de dessiccation pour la détermination de la limite de retrait effective... ..	24
I.7.3. Facteurs contrôlant la limite de retrait	25
I.8. Comportement hydrique et courbe de rétention des sols argileux.....	26
I.8.1. Paramètres influençant les courbes hydriques.....	29
I.8.2. Modèle empirique de la courbe de rétention	31
I.8.3. Relations entre la courbe de rétention et la courbe porosimétrique.....	31
I.8.4. Conclusion.....	33
I.9. Comportement hydromécanique des sols gonflants	33
I.9.1. Comportement hydromécanique des sols gonflants saturés	33
I.9.2. Comportement hydromécanique des sols gonflants non saturés	34
I.9.3. Influence des chemins de contrainte suivis	36
I.9.4. Comportement des sols gonflants lors des cycles de séchage/humidification ..	38
I.9.5. Influence des cycles de succion sur le comportement hydromécanique des sols gonflants.....	40
I.9.6. Conclusion.....	42
I.10. Modélisation de Barcelone pour sols gonflants (BExM)	42
I.10.1. Description du modèle BExM.....	43
I.10.2. Comportement de la microstructure et couplage micro-macro	45
I.10.3. Simplification du modèle BExM.....	47
I.10.4. Performances et limites du modèle BExM.....	48
I.11. Méthodes Expérimentales	49
I.11.1. Méthodes de mesure et d'imposition de la succion utilisées.....	49
I.11.1.1. Mesure de succion	50

I.11.1.2. Techniques expérimentales utilisées pour l'imposition de la succion.....	50
I.11.2. Mesure de volume total des échantillons.....	52
I.11.3. Essai œdométrique osmotique.....	53
I.11.3.1. Description de l'appareil	53
I.11.3.2. Temps nécessaire pour atteindre l'équilibre lors de l'imposition d'une succion donnée.....	55
I.11.3.3. Mode de chargement mécanique	55
I.11.4. Conclusion	56
I.12. Conclusion	56
CHAPITRE II. RETRAIT/GONFLEMENT D'UN SOL GONFLANT COMPACTE.....	57
II.1. Introduction	57
II.2. Matériau étudié.....	58
II.2.1. Paramètres d'identification	58
II.2.2. Courbes de compactage	59
II.2.3. Méthode de préparation des éprouvettes	59
II.2.4. Différents essais effectués	60
II.3. Micro- et macrostructure.....	61
II.3.1. Essai de porosimétrie au mercure.....	62
II.3.2. Influence des paramètres de compactage.....	64
II.3.3. Evolution de la structure interne des éprouvettes en fonction de la succion ...	68
II.3.4. Conclusion	69
II.4. Comportement hyrique du matériau	69
II.4.1. Influence de la masse volumique sèche initiale.....	70
II.4.2. Influence de la teneur en eau initiale sur la courbe de rétention de matériau .	74
II.4.3. Limite de retrait	76
II.4.4. Conclusion	77
II.5. Comportement hydromécanique.....	78
II.5.1. Comportement mécanique à l'état saturé.....	78
II.5.2. Comportement mécanique sous différentes succions imposées	80
II.5.3. Surfaces de charge	84
II.5.3.1. Limite de retrait (LR).....	85
II.5.3.2. Séparation de micro/macrostructure (Lm/M)	85
II.5.3.3. Effondrement mécanique (LC)	85
II.5.3.4. Surface de comportement saturé (SCS).....	86
II.6. Influence d'un cycle d'humidification sur le comportement hydromécanique	86
II.7. Influence de plusieurs cycles de succion sur le comportement mécanique des sols	94
II.7.1. Essais O1 et O2.....	95
II.7.2. Essais O3, O4 et O5	98
II.7.4. Essai O6	104
II.7.4. Essais O7 et O8.....	105
II.7.5. Conclusion	108
II.8. Détermination des paramètres du Modèle BExM.....	109
II.8.1. Paramètres de la surface de charge (LC).....	109
II.8.2. Paramètres élastique de microstructure.....	110
II.8.3. Paramètres des fonctions d'interaction micro/macro	111
II.8.4. Validation des paramètres obtenus de modèle.....	115
II.9. Conclusion	116

CHAPITRE III. RETRAIT/GONFLEMENT DES SOLS GONFLANTS NATURELS.....	119
III.1. Introduction	119
III.2. Site expérimental de Champenoux.....	120
III.2.1. Introduction	120
III.2.2. Caractérisation.....	122
III.2.3. Essai de porosimétrie au mercure.....	127
III.2.4. Courbe de rétention	129
III.2.5. Essais de gonflement libre	133
III.2.6. Comportement hydromécanique	134
III.2.7. Influence d'un cycle de séchage/humidification sur le comportement mécanique des sols	137
III.2.8. Interprétation du comportement hydromécanique	139
III.2.9. Conclusion	140
III.3. Site expérimental du Deffend	141
III.3.1. Introduction	141
III.3.2. Caractérisation physique et géotechnique.....	143
III.3.3. Essais de porosimétrie au mercure	147
III.3.4. Courbes de rétention.....	150
III.3.5. Essais de gonflement libre	156
III.3.6. Influence des cycles de succion sur le comportement hydromécanique.....	159
III.3.7. Interprétation du comportement hydromécanique	169
III.3.8. Conclusion	171
III.4. Modélisation numérique du comportement du sol du Deffend soumis à des variations hydriques	172
III.4.1. Détermination des paramètres de BExM.....	172
III.4.1.1. Paramètres de la surface de charge (LC).....	172
III.4.1.2. Paramètres élastique de microstructure	173
III.4.1.3. Paramètres des fonctions d'interaction micro/macro	174
III.4.2. Modélisation numérique	176
III.4.2.1. Description du Code_Bright.....	176
III.4.2.2. Caractéristiques du sol du Deffend.....	177
III.4.2.3. Caractéristiques de la fondation	178
III.4.2.4. Le modèle et les conditions initiales et aux limites.....	179
III.4.2.5. Résultats des simulations.....	180
III.4.3. Conclusion	182
III.5. Conclusion	182
CONCLUSION GENERALE	185
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE.....	189
ANNEXES.....	201

Liste des tableaux

Tableau I.1. Identification des sols gonflants au laboratoire.....	8
Tableau I.2. Relation entre le potentiel de gonflement et la limite de retrait (Altmeyer, 1955)	8
Tableau I.3. Relation entre le potentiel de gonflement et l'indice de plasticité (Seed et al., 1962).....	9
Tableau I.4. Potentiel de gonflement (Seed et al., 1962)	9

Tableau I.5. Potentiel de gonflement (BRE, 1980).....	9
Tableau I.6. Potentiel de gonflement (Ghen, 1988)	9
Tableau I.7. Potentiel de retrait (Holtz & Gibbs, 1956).....	10
Tableau I.8. Potentiel de gonflement (Holtz & Dakshhanmurthy, 1973).....	10
Tableau I.9. Paramètres mécaniques déterminés dans les essais DWL, WDL et SDL1	41
Tableau I.10. Expressions de couplage entre la micro- et la macrostructure.....	46
Tableau I.11. Techniques de mesure ou d'imposition de la succion.	50
Tableau I.12. Caractéristiques des sels sélectionnés	52
Tableau II.1. Caractéristiques minéralogiques des matériaux étudiés	58
Tableau II.2. Caractéristiques géotechniques des matériaux étudiés (Rolland, 2002)	58
Tableau II.3. Caractéristiques de compactage des différents matériaux	59
Tableau II.4. Caractéristiques initiales des éprouvettes.....	61
Tableau II.5. Caractéristiques de compactage du mélange en fonction de la pression de compactage.....	65
Tableau II.6. Indice des vides du matériau étudié d'après les essais porosimétriques sous les pressions de compactage différentes	67
Tableau II.7. Indice des vides du matériau étudié d'après les essais porosimétriques pour les teneurs en eau différentes.....	68
Tableau II.8. Indice des vides du matériau étudié d'après les essais porosimétriques à succions différentes.....	69
Tableau II.9. Paramètres de méthode de van Genuchten du matériau compacté à deux masses volumiques sèches différentes	74
Tableau II.10. Paramètres de méthode de van Genuchten du matériau saturé non compacté	76
Tableau II.10. Paramètres de compressibilité à l'état saturé.....	80
Tableau II.11. Description des chemins suivis	81
Tableau II.12. Paramètres de compressibilité en fonction de la succion appliquée.....	83
Tableau II.13. Paramètres de la surface de charge (LC)	86
Tableau II.14. Description des chemins suivis	87
Tableau II.15. Paramètres hydriques en fonction de la contrainte appliquée lors d'humidification	92
Tableau II.16. Description des chemins suivis	95
Tableau II.17. Paramètres mécaniques des essais O1 et O2 sous la succion de 3 MPa	97
Tableau II.18. Paramètres de compressibilité en fonction de la succion appliquée.....	103
Tableau II.19. Paramètres mécaniques de différents chemins de contraintes suivis sous la succion de 2MPa (essais O7, O8 et M5)	107
Tableau II.20. Paramètres de la surface de charge (LC) du mélange compacté.....	110
Tableau II.21. Paramètres des fonctions d'interaction du mélange compacté (série 1).....	113
Tableau II.22. Paramètres des fonctions d'interaction du mélange compacté (série 2).....	113

Tableau II.23. Paramètres des fonctions d'interaction du mélange compacté (série 3).....	113
Tableau III.1. Essais de laboratoire sur le site de Champenoux	122
Tableau III.2. Caractéristiques géotechniques des sols de Champenoux	125
Tableau III.3. Estimation du potentiel de gonflement pour les trois matériaux (Champenoux)	127
Tableau III.4. Indice des vides de micro et macrostructure du sol d'après essai porosimétrie (Champenoux)	129
Tableau III.5. Etats initiaux des matériaux (Champenoux).....	129
Tableau III.6. Paramètres du modèle de van Genuchten (Champenoux)	130
Tableau III.7. Paramètres hydriques des trois sols (Champenoux).....	131
Tableau III.8. Etats initiaux et paramètres du gonflement des matériaux reconstitués (Champenoux)	133
Tableau III.9. Description des chemins suivis (Champenoux).....	134
Tableau III.10. Etats initiaux de matériau compacté à 1,50 m de profondeur (Champenoux)	135
Tableau III.11. Paramètres de compressibilité en fonction de la succion appliquée des matériaux compactés à 1,50 m de profondeur (Champenoux)	137
Tableau III.12. Description des chemins suivis (Champenoux).....	137
Tableau III.13. Essais de laboratoire sur le site du Deffend (sondage E1 entre 6,10 et 6,80 m).....	144
Tableau III.14. Essais de laboratoire sur le site du Deffend (sondage E2 entre 5,20 et 5,75 m).....	144
Tableau III.15. Paramètres géotechniques aux différentes profondeurs (site du Deffend - sondage E1).....	145
Tableau III.16. Paramètres géotechniques aux différentes profondeurs (site du Deffend - sondage E2).....	145
Tableau III. 17. Caractéristiques géotechniques des matériaux étudiés (site du Deffend) .	146
Tableau III.18. Indice des vides du matériau étudié d'après l'essai de porosimétrie au mercure pour les teneurs en eau différentes (site du Deffend)	150
Tableau III.19. Paramètres hydriques du matériau étudié (site du Deffend).....	156
Tableau III.20. Paramètres de méthode de van Genuchten pour les deux sols argileux (site du Deffend)	156
Tableau III.21. Etat initial saturé des matériaux étudiés (site du Deffend).....	157
Tableau III.22. Paramètres hydromécanique des sols reconstitué et compacté (site du Deffend - sondage E1)	158
Tableau III.23. Paramètres hydromécanique des sols reconstitué et compacté (site du Deffend - sondage E2)	158
Tableau III.24. Description des chemins suivis (site du Deffend -sondage E1)	159
Tableau III.25. Etat initial du matériau étudié (site du Deffend -sondage E1).....	160
Tableau III.26. Paramètres de compressibilité en fonction de la succion appliquée du matériau étudié (site du Deffend - sondage E1)	163

Tableau III.27. Description des chemins suivis (site du Deffend -sondage E2)	164
Tableau III.28. Etat initial du matériau étudié (site du Deffend -sondage E2).....	164
Tableau III.29. Paramètres de compressibilité en fonction de la succion appliquée du matériau étudié (site du Deffend - sondage E2)	168
Tableau III.30. Paramètres de surfaces de charge LC du sol naturel (site du Deffend - sondage E1).....	172
Tableau III.31. Paramètres des fonctions interaction du sol naturel (site du Deffend - sondage E1).....	174
Tableau III.32. Paramètres hydriques caractérisant le sol argileux (site du Deffend - sondage E1)	177
Tableau III.33. Paramètres caractérisant le béton	178
Tableau III.34. Description du phasage de calcul.	179

Liste des figures

Figure I.1. Désordres de la structure au cours des périodes de sécheresse (Région bordelaise)	7
Figure I.2. Structure des sols gonflants (Gens & Alonso, 1992).....	13
Figure I.3. Volume incrémental d'intrusion du mercure et variation de l'indice des vides cumulé en fonction du diamètre des pores pour les éprouvettes compactées à deux différentes densités sèches, essai de porosimétrie au mercure (Lloret et al., 2003)	14
Figure I.4. Variation de la fonction de densité des pores en fonction du diamètre des pores pour les éprouvettes compactées à deux différentes densités sèches, essai de porosimétrie au mercure (Hoffmann et al., 2007)	15
Figure I.5. Structure des sols gonflants étudiée par la méthode de balayage électronique environnemental (Romero et al., 1999)	16
Figure I.6. Structure sous a) la succion initiale b) sous une succion de 4 MPa c) sous une succion de 0 MPa (Cuisinier, 2002).....	17
Figure I.7. Influence de la succion sur la structure interne d'un sol limoneux compacté, essai de porosimétrie au mercure (Cuisinier & Laloui 2004)	18
Figure I.8. Représentation schématique de la double couche diffuse	19
Figure I.9. Différentes phases du retrait (Schubert, 1982)	23
Figure I.10. Courbe de retrait classique.....	23
Figure I.11. Détermination des limites de retrait (a) conventionnelle sur le matériau argileux remanié et (b) effective sur le même matériau intact	25
Figure I.12. Corrélation entre la limite de liquidité de différents sols argileux et la limite de retrait conventionnelle (Zerhouni 1991)	25
Figure I.13. Classification des potentiels de retrait du Building Research Establishment (1980).....	26
Figure I.14. Courbe de rétention d'une kaolinite préparée sous forme de pâte saturée (Fleureau et al., 1993)	27
Figure I.15. Chemins de drainage-humidification de la kaolinite blanche dans les plans [Indice des vides et degré de saturation en fonction de la succion et de la teneur en eau] (Fleureau et al., 1993)	27

Figure I.16. Différentes phases de la désorption (McQueen & Miller, 1974)	28
Figure I.17. Classification d'un sol gonflant (McKeen, 1992).....	29
Figure I.18. Comparaison du chemin hydrique de sorption/désorption sous une pression de consolidation de 5 MPa pour une smectite et une kaolinite (Belanteur et al., 1997).....	29
Figure I.19. Influence a) de consolidation et b) de compactage sur la courbe de rétention (Vanapalli et al., 1999)	30
Figure I.20. Influence de microstructure sur la courbe de sorption d'une argile compactée de Boom (Romero et al., 1999)	31
Figure I.21. Chemin de drainage-humidification calé par les résultats porosimétriques (Romero et al., 1999)	32
Figure I.22. Compressibilité de deux smectites saturées (sodique et calcique) (Marcial et al., 2001).....	34
Figure I.23. Courbes de compressibilité aux différentes succions imposées d'un mélange de bentonite/limon (Cuisinier & Masrouri, 2005).....	35
Figure I.24. Paramètre de Compressibilité en fonction de succion imposée (Cuisinier & Masrouri, 2005)	35
Figure I.25. $\lambda(s)$ en fonction de la succion (Kogho et al., 2001)	36
Figure I.26. Dépendance de la déformation au chemin de contraintes suivi (Villar et al., 1999).....	37
Figure I.27. Évolution de la pression de gonflement au cours de l'humidification (Lloret et al., 2003).....	38
Figure I.28. Cycle de succion a) d'après Chu & Mou (1973) b) d'après Dif & Bluemel (1991).	39
Figure I.29. Variations de volume d'une argile gonflante lors de cycles d'humidification/dessiccation réalisés sous différentes charges verticales constantes (Alonso et al., 1995).	40
Figure I.30. Compressibilité du matériau après un cycle hydrique (Cuisinier & Masrouri, 2003).....	41
Figure I.31. Comportement mécanique et hydrique d'un mélange compacté de bentonite/kaolin à la succion constante 200 kPa (Wheeler et al., 2003).	42
Figure I.32. Représentation de la courbe NL.	43
Figure I.33. Surface de charge du BExM.....	45
Figure I.34. Couplage entre la micro- et la macrostructure	46
Figure I.35. Schéma de principe du dispositif œdométrique osmotique	53
Figure II.1. Courbes de compactage statique des matériaux étudiés.....	59
Figure II.2. Evaluation de la porosité du matériau étudié d'après un essai de porosimétrie au mercure.....	62
Figure II.3. Distribution du volume de mercure intrus d'après un essai de porosimétrie au mercure.....	63
Figure II.4. Volume incrémental d'intrusion en fonction de diamètre des pores	63
Figure II.5. Evaluation de l'indice des vides du mélange compacté	64

Figure II.6. Relation entre le compactage et la succion initiale des éprouvettes (Carof, 2002)	65
Figure II.7. Influence de la pression de compactage sur la structure interne du mélange compacté	66
Figure II.8. Influence de la teneur en eau sur la structure interne du mélange compacté.....	67
Figure II.9. Influence de la succion sur la structure interne du mélange compacté	68
Figure II.10. Indice des vides en fonction de succion d'un mélange compacté aux différentes masses volumiques sèches initiales.....	70
Figure II.11. Courbe de rétention des éprouvettes aux différentes masses volumiques sèches initiales	71
Figure II.12. Courbe de degré de saturation-succion d'un mélange compacté aux différentes masses volumiques sèches initiales.....	71
Figure II.13. Indice des vides en fonction de succion aux différentes teneurs en eau initiales	74
Figure II.14. Courbe de rétention aux différentes teneurs en eau initiales	75
Figure II.15. Courbe de degré de saturation-succion aux différentes teneurs en eau initiales	75
Figure II.16. a) Limite de retrait obtenue par la courbe de retrait pour le sol saturé b) détermination de la limite de retrait conventionnelle pour le matériau compacté	77
Figure II.17. Courbes de compressibilité à l'état saturé (essais G1 à G4).....	79
Figure II.18. Chemins de contraintes suivis dans le plan (σ_v^* - s)	80
Figure II.19. Courbes de compressibilité sous différentes succions.....	81
Figure II.20. Détermination des paramètres mécaniques sous une succion de 3 MPa	82
Figure II.21. Variation de l'indice de compression vierge en fonction de la succion imposée.....	84
Figure II.22. Surfaces de charge	84
Figure II.23. Chemins de contraintes suivis dans le plan (σ_v^* - s)	87
Figure II.24. Courbes (e-log s) des éprouvettes de mélange compacté aux différentes contraintes verticales, a) la phase d'humidification pour les contraintes inférieures à 60 kPa, b) la phase d'humidification pour les contraintes supérieures à 60 kPa, c) la phase de séchage pour toutes les contraintes appliquées	89
Figure II.25. Courbes d'humidification et de dessiccation sous les contraintes de 10 et 100 kPa.....	90
Figure II.26. Courbes d'humidification sous la contrainte de 100 et 200 kPa	91
Figure II.27. Variation de la pente microstructurale en fonction de la charge appliquée.....	92
Figure II.28. Surfaces de charge à la fin d'un cycle de séchage/humidification.....	94
Figure II.29. Chemins de contraintes suivis dans le plan (σ_v^* - s)	95
Figure II.30. Variation de l'indice des vides en fonction de la succion appliquée (essai O1 et O2).....	96
Figure II.31. Courbe de compressibilité mécanique à la succion de 3 MPa avec et sans application des cycles de succion (essai M4, O1 et O2).....	97

Figure II.32. Déformations volumiques sous des cycles de succion à la contrainte verticale constante de 15 kPa (essai O3)	99
Figure II.33. Déformations volumiques sous des cycles de succion à la contrainte verticale constante de 30 kPa (essai O4)	99
Figure II.34. Déformations volumiques sous des cycles de succion à la contrainte verticale constante de 60 kPa (essai O5)	100
Figure II.35. Evolutions de retrait/gonflement sous des cycles de succions à la contrainte verticale constante de 30 kPa.....	100
Figure II.36. Evolution de l'indice des vides sous un cycle de chargement/déchargement sous trois succions différentes constantes imposées	101
Figure II.37. Courbes de compressibilité pour les deux séries des essais sous la succion de 0 MPa.....	102
Figure II.38. Courbes de compressibilité pour les deux séries des essais sous la succion de 2 MPa.....	102
Figure II.39. Courbes de compressibilité pour les deux séries des essais sous la succion de 8 MPa.....	102
Figure II.40. Surfaces de charge à la fin des cycles de succion.....	104
Figure II.41. Courbe de compressibilité hydrique à la contrainte de 10 kPa.....	105
Figure II.42. Influence d'un cycle d'humidification et de séchage sur la courbe de compressibilité mécanique à la succion de 2 MPa (essais O7 et M5).....	106
Figure II.43. Influence d'un cycle de séchage et d'humidification sur la courbe de compressibilité mécanique à la succion de 2 MPa (essais O8 et M5).....	106
Figure II.44. Influence d'un cycle d'humidification et de séchage dans le plan (indice des vides -succion (essais O7 et O8).....	108
Figure II.45. Surfaces de charge à la fin d'un cycle de chargement/déchargement	108
Figure II.46. Surfaces de charge (LC) initiale.....	110
Figure II.47. Indice de compressibilité élastique de microstructure en fonction des contraintes verticales appliquées du mélange compacté	111
Figure II.48. Valeurs expérimentales des fonctions d'interaction, f_l et f_D du mélange compacté	112
Figure II.49. Simulation des fonctions d'interaction par les valeurs expérimentales du mélange compacté.....	112
Figure II.50. Déformations volumiques expérimentales et calculées par le modèle sous des cycles de succion à la contrainte verticale constante de 15 kPa du mélange compacté	114
Figure II.51. Déformations volumiques expérimentales et calculées par le modèle sous des cycles de succion à la contrainte verticale constante de 30 kPa du mélange compacté	114
Figure II.52. Déformations volumiques expérimentales et calculées par le modèle sous des cycles de succion à la contrainte verticale constante de 60 kPa du mélange compacté	115
Figure II.53. Validation des fonctions d'interaction par les valeurs expérimentales du mélange compacté.....	116

Figure II.54. Déformations volumiques expérimentales et calculées par le modèle sous des cycles de succion comprise entre 2 et 8 MPa à la contrainte verticale constante de 15 kPa du mélange compacté	116
Figure III.1. Carte de localisation du site de prélèvement de Champenoux.....	120
Figure III.2. Profils géologiques du site de Champenoux.....	121
Figure III.3. Prélèvement in situ à 0,65 m de profondeur (Champenoux)	123
Figure III.4. Variations de la densité apparente sèche et de la teneur en eau de sol en fonction de la profondeur (Champenoux)	123
Figure III.5. Composition granulométrique du sol par 10 cm de profondeur (Champenoux).....	124
Figure III.6. Analyse granulométrique pour les trois matériaux (Champenoux)	124
Figure III.7. Résultats de DRX a) pour 0,65 m et b) pour 1,50 m (Champenoux).....	126
Figure III.8. Résultats de l'essai de porosimétrie au mercure pour les trois profondeurs (Champenoux)	128
Figure III.9. Courbe de rétention pour les trois profondeurs (Champenoux).....	131
Figure III.10. Degré de saturation en fonction de la succion pour les trois profondeurs (Champenoux)	132
Figure III.11. Indice des vides en fonction de la succion pour les trois profondeurs (Champenoux)	132
Figure III.12. Courbe de retrait pour les trois profondeurs (Champenoux)	133
Figure III.13. Chemins de contraintes suivis dans le plan ($\sigma_v^* - s$)(Champenoux).....	134
Figure III.14. Courbe compressibilité aux différentes succions imposées du matériau compacté à 1,50 m de profondeur (Champenoux).....	136
Figure III.15. Courbe de compressibilité à la saturation du matériau compacté à 1,50 m de profondeur (Champenoux)	136
Figure III.16. Courbe de compressibilité à la saturation du matériau compacté avec et sans application d'un cycle de succion (Champenoux)	138
Figure III.17. Courbe de compressibilité à succion imposée de 2 MPa du matériau compacté avec et sans application d'un cycle de succion (Champenoux)	138
Figure III.18. Courbe de compressibilité aux succions imposées de 0 et 2 MPa du matériau compacté à la fin d'un cycle de séchage/humidification (Champenoux)	139
Figure III.19. Surfaces de charge initiale et finale après un cycle de chargement/déchargement.....	140
Figure III.20. Carte géologique de Chauvigny : situation de deux sondages E1 et E2 (échelle 1/50 000).....	141
Figure III.21. Emplacement des deux sondages E1 et E2	142
Figure III.22. Diffraction de rayons X des matériaux étudiés (site du Deffend - sondage E1)	146
Figure III.23. Diffraction de rayons X des matériaux étudiés (site du Deffend - sondage E2)	147
Figure III.24. Volume incrémental d'intrusion de mercure en fonction du diamètre de pores pour deux échantillons (site du Deffend)	148

Figure III.25. Evaluation de l'indice des vides du matériau argileux d'après les essais de porosimétrie au mercure (site du Deffend - sondage E1).....	149
Figure III.26. Evaluation de l'indice des vides du matériau argileux d'après les essais de porosimétrie au mercure (site du Deffend - sondage E2).....	149
Figure III.27. Courbe de rétention pour le matériau étudié (site du Deffend - sondage E1)	151
Figure III.28. Courbe (degré de saturation - succion) pour le matériau étudié (site du Deffend - sondage E1).....	152
Figure III.29. Courbe (indice des vides- succion) pour le matériau étudié (site du Deffend - sondage E1).....	152
Figure III.30. Courbe de retrait pour le matériau étudié (site du Deffend - sondage E1)	153
Figure III.31. Courbe de rétention pour le matériau étudié (site du Deffend -sondage E2).	154
Figure III.32. Courbe (degré de saturation - succion) pour le matériau étudié (site du Deffend -sondage E2).....	154
Figure III.33. Courbe (indice des vides- succion) pour le matériau étudié (site du Deffend - sondage E2).....	155
Figure III.34. Courbe de retrait pour le matériau étudié (site du Deffend -sondage E2)	155
Figure III.35. Courbes de compressibilité à l'état saturé (site du Deffend - sondage E1) ...	157
Figure III.36. Courbes de compressibilité à l'état saturé (site du Deffend - sondage E2) ...	158
Figure III.37. Chemins de contraintes suivis dans le plan (σ_v^* - s) (site du Deffend -sondage E1)	159
Figure III.38. Evolution de l'indice des vides sous des cycles de succion à la contrainte verticale constante de 20 kPa (site du Deffend -sondage E1)	160
Figure III.39. Evolution de l'indice des vides sous des cycles de succion à la contrainte verticale constante de 40 kPa (site du Deffend -sondage E1)	160
Figure III.40. Evolution de l'indice des vides sous des cycles de succion à la contrainte verticale constante de 60 kPa (site du Deffend -sondage E1).....	161
Figure III.41. Variation de l'indice des vides lors du premier cycle de séchage/humidification (site du Deffend -sondage E1).....	161
Figure III.42. Courbes de compressibilité sous la succion nulle du matériau étudié (site du Deffend - sondage E1)	162
Figure III.43. Courbe de compressibilité sous trois succions différentes constantes imposées du matériau étudié (site du Deffend - sondage E1).....	162
Figure III.44. Chemins de contraintes suivis dans le plan (σ_v^* - s) (site du Deffend -sondage E2)	164
Figure III.45. Evolution de l'indice des vides sous des cycles de succion à la contrainte verticale constante de 15 kPa (site du Deffend -sondage E2).....	165
Figure III.46. Evolution de l'indice des vides sous des cycles de succion à la contrainte verticale constante de 30 kPa (site du Deffend -sondage E2).....	165
Figure III.47. Evolution de l'indice des vides sous des cycles de succion à la contrainte verticale constante de 60 kPa (site du Deffend -sondage E2).....	166
Figure III.48. Variation de l'indice des vides lors de premier cycle de séchage/humidification (site du Deffend -sondage E2).....	166

Figure III.49. Courbes de compressibilité sous la succion nulle du matériau étudié (site du Deffend - sondage E2)	167
Figure III.50. Courbe de compressibilité sous trois succions différentes constantes imposées du matériau étudié (site du Deffend - sondage E2).....	167
Figure III.51. Surfaces de charge initiale et finale après l'application des cycles hydriques (site du Deffend - sondage E1).....	170
Figure III.52. Surfaces de charge initiale et finale après application des cycles hydriques (site du Deffend - sondage E2)	170
Figure III.53. Variation de surface de charge (LC) initiale et finale du sol naturel (site du Deffend - sondage E1)	173
Figure III.54. Indice de compressibilité élastique de microstructure en fonction des contraintes verticales appliquées pour le sol naturel (site du Deffend - sondage E1)..	173
Figure III.55. Simulation des fonctions d'interaction par les valeurs expérimentales pour le sol naturel (site du Deffend - sondage E1)	174
Figure III.56. Déformations volumiques expérimentales et calculées par le modèle	175
Figure III.57. Géométrie et conditions aux limites du modèle.....	178
Figure III.58. Évolution temporelle de la succion pour différents points dans le sol (site du Deffend - sondage E1)	180
Figure III.59. Évolution temporelle du déplacement vertical pour différents points dans le sol (site du Deffend - sondage E1).....	181
Figure III.60. Rotation amplifiée shemathique de la fondation rigide à la fin de phase d'humidification	182

INTRODUCTION GENERALE

En Génie Civil, les phénomènes de retrait-gonflement de certains sols argileux et des formations géologiques argileuses induisent des tassements différentiels qui se manifestent par des désordres affectant principalement les structures construites en surface (bâtiment, fondation superficielle, ouvrage de soutènement, remblais,...) et les ouvrages enterrés (tunnels, pieux, canalisation, fondation profondes,...). Les exemples de désordres liés à la présence d'argiles gonflantes sont nombreux et variés (Chen 1965, Mouroux *et al.* 1988, Philipponat 1991, Fleureau & Hachichi 1999, Bigot & Zerhouni 2000, Djedid & Bekkouche 2001, *etc*).

En France, ces phénomènes ont été mis en évidence à l'occasion de la sécheresse exceptionnelle de l'été 1976. Ils ont pris depuis une ampleur importante lors des périodes sèches suivantes. Des phases de réhumidification ont également été observées qui conduisent à une inversion des mouvements.

Malgré ces inconvénients, les propriétés des argiles gonflantes : faible perméabilité, potentiel important de rétention et bonne capacité d'autocicatrisation en font des matériaux très intéressants dans de nombreuses applications, en particulier, en Géotechnique de l'Environnement pour la construction de barrières ouvragées destinées à confiner des colis de déchets nucléaires stockés en profondeur, pour l'élaboration de noyau de barrages en terre. Cependant, ces matériaux peuvent être soumis à des variations de température et de contrainte mécanique et hydraulique importantes qui peuvent mettre en cause leur bon fonctionnement.

Les argiles gonflantes sont donc présentes dans de nombreux contextes, leurs propriétés pouvant être à la fois profitables et/ou dommageables. Il est donc important d'appréhender le comportement hydromécanique de ces matériaux afin de mieux maîtriser leur utilisation.

Objectifs de la thèse

Ce travail s'inscrit dans le cadre général de l'étude du comportement hydromécanique des sols gonflants non saturés. Plus particulièrement, l'objet du travail est d'apporter quelques éléments de réponse quant à l'influence des cycles de succion sur le comportement hydromécanique des matériaux gonflants compactés et naturels.

Dans ce contexte, le premier objectif de la thèse a été d'effectuer une importante campagne d'essais de retrait/gonflement ou de séchage/humidification sur les matériaux gonflants compactés et naturels en utilisant des appareillages destinés à l'imposition de la pression interstitielle négative (succion).

Le deuxième objectif s'est agi ensuite de caractériser l'évolution du comportement hydromécanique des matériaux gonflants en fonction des cycles de succion appliqués. Le travail s'est attaché aux conséquences des sollicitations hydriques complexes sur les paramètres de compressibilité d'un sol gonflant comparés avec ceux du sol n'ayant pas subi des cycles de séchage/humidification. Les résultats obtenus ont été complétés par un grand nombre d'expérimentations additionnelles sur la structure interne du matériau et sur ses propriétés hydriques.

Le dernier objectif de ce travail a été d'interpréter les résultats obtenus pour les sols compactés et naturels dans le cadre d'un modèle spécifique aux sols gonflants qui prend notamment en compte l'accumulation des déformations lors de l'application de différents chemins de chargement. Le choix s'est porté sur le modèle de Barcelone (BExM) qui est un modèle de référence pour les sols non saturés (Alonso *et al.*, 1990 ; Alonso *et al.*, 1999).

Organisation du mémoire

Ce mémoire a été organisé en trois chapitres :

Le chapitre I constitue une étude bibliographique qui permet de synthétiser les connaissances concernant le comportement, l'expérimentation et la modélisation hydromécanique des sols gonflants. La première partie de ce chapitre est consacrée aux phénomènes de retrait-gonflement et aux principales causes de la variation de volume des sols gonflants. Ensuite, les particularités liées à la structure de ces sols ainsi qu'une synthèse générale des mécanismes du gonflement et du retrait des sols gonflants, seront présentées. Les spécificités du comportement hydromécanique des sols gonflants, les conséquences des sollicitations hydriques complexes, et l'influence du chemin de contrainte seront également étudiées. Le modèle de Barcelone pour la simulation du comportement des sols gonflants (BExM) sera exposé. Pour terminer ce chapitre, les méthodes expérimentales utilisées dans notre travail seront présentées.

Le chapitre II regroupe l'ensemble des essais expérimentaux conduits sur un mélange de bentonite/limon compacté. Ces essais sont organisés selon trois axes principaux : la caractérisation physique, géotechnique et microstructurale, la détermination de la courbe de rétention du matériau et l'étude du comportement hydromécanique en fonction de différents chemins de contrainte suivis. L'influence des cycles de séchage/humidification sur la courbe de compressibilité œdométrique du sol a été plus particulièrement étudiée. L'interprétation des résultats obtenus a permis de déterminer les différentes surfaces de charge du matériau. Les essais expérimentaux ont également permis d'estimer l'ensemble des paramètres du modèle BExM.

Le chapitre III présente l'ensemble des résultats de deux campagnes d'essais géotechniques conduits sur les matériaux gonflants naturels, afin de compléter leur caractérisation et de déterminer les paramètres nécessaires à leur modélisation. Ces matériaux sont issus de deux sites expérimentaux : 1) Champenoux (54) et 2) Le Deffend (46). Enfin, une application du modèle BExM, implanté dans le Code_Bright, à la modélisation du problème de retrait-gonflement d'un sol gonflant chargé par une fondation superficielle et soumis à des variations hydriques est également présentée.

Certaines parties de ce travail sont reportées en annexes pour assurer une plus grande cohérence et une meilleure lisibilité du texte principal.

Une discussion est menée dans la conclusion générale sur les particularités du comportement hydromécanique de sols compactés et naturels. Des perspectives à ce travail y sont également.

CHAPITRE I. BIBLIOGRAPHIE

I.1. INTRODUCTION

Les phénomènes de retrait-gonflement de certains sols argileux induisent des tassements différentiels qui se manifestent par des désordres affectant principalement le bâti individuel. En géotechnique de l'environnement, les sols argileux sont utilisés dans les barrières ouvragées de voisinage des galeries de stockage de déchets en profondeurs. Ils constituent également les couches imperméables des casiers de stockage en surface. Il est admis qu'un matériau argileux voit sa consistance se modifier en fonction de sa teneur en eau : dur et cassant lorsqu'il est desséché, il devient plastique et malléable à partir d'un certain niveau d'humidité. Ces modifications de consistance s'accompagnent de variations de volume, dont l'amplitude peut être parfois spectaculaire. Dans ce contexte, l'objectif principal de ce chapitre est d'élaborer une synthèse bibliographique des résultats existant sur le phénomène du retrait-gonflement et le comportement hydromécanique des sols gonflants.

Dans ce qui suit, les phénomènes de retrait-gonflement et les causes de la variation de volume des sols gonflants seront définis. Ensuite, les particularités liées à la structure de ces sols ainsi qu'une synthèse générale des mécanismes du gonflement et du retrait des sols gonflants seront présentées. Les spécificités du comportement hydromécanique des sols gonflants, les conséquences des sollicitations hydriques complexes, et l'influence du chemin de contrainte seront également étudiées. Le modèle de Barcelone pour la modélisation du comportement des sols gonflants (BExM) sera exposé. Pour terminer ce chapitre, les méthodes expérimentales utilisées dans notre travail seront présentées.

I.2. NATURE DU PHENOMENE

En général, le retrait/gonflement des sols se caractérise par des mouvements de terrains différentiels de petite amplitude, provoqués par des variations de volume de certains sols argileux lorsque leur teneur en eau se modifie.

Cet aléa ne concerne que certains sols argileux particulièrement en présence de minéraux gonflants. Les sables et les limons sableux présentent également des cycles de retrait et de gonflement suivant les fluctuations de leur teneur en eau, mais d'une amplitude bien plus petite.

Ce phénomène est à l'origine des dégâts importants aux bâtis au cours des périodes de sécheresse prolongée (Figure I.1). En climat tempéré, les argiles sont souvent proches de leur état de saturation, si bien que leur potentiel de gonflement est relativement limité, elles sont donc éloignées de leur limite de retrait, ce qui explique que les mouvements les plus importants sont observés en période sèche.

La sécheresse se traduit par une baisse du niveau des nappes. La tranche la plus superficielle de sol, sur 1 à 2 m de profondeur, est alors soumise à l'évaporation. Il en résulte un retrait des argiles, qui se manifeste verticalement par un tassement et horizontalement par l'ouverture de fissures, classiquement observées dans les fonds de mares qui s'assèchent.



Figure I.1. Désordres de la structure au cours des périodes de sécheresse (Région bordelaise)

Les mouvements du sol qui sont à l'origine des désordres des constructions sont dus essentiellement aux diminutions de teneur en eau. De nombreux facteurs sont susceptibles de modifier les conditions d'équilibre hydrique des sols. Le principal facteur de prédisposition est lié à la nature du sol et à la géométrie des couches. La végétation voisine de la construction exerce un rôle aggravant. En effet, la présence d'arbres accentue l'ampleur du phénomène en augmentant l'épaisseur du sol asséché. Les racines soutirent l'eau du sol, et peuvent s'étendre jusqu'à 1,5 fois la hauteur de l'arbre. Certains facteurs complémentaires interviennent : circulation d'eau, drains, fuite de réseaux, etc. Pour limiter l'effet de ces facteurs secondaires, le principe général sera de rechercher une atténuation des variations d'humidité.

Par ailleurs, lors de précipitations, les sols se réhumidifient, ils gonflent et des soulèvements différentiels peuvent être à l'origine de nouveaux désordres. Contrairement aux phénomènes de tassement par consolidation, les effets ne s'atténuent pas avec le temps mais augmentent quand la structure perd de sa rigidité.

Les sols gonflants compactés, en raison de leur très faible perméabilité, sont utilisés pour la construction de bassins de rétention ainsi que de barrières ouvragées dans les sites de stockage de déchets nucléaires. En effet, ces matériaux possèdent des propriétés qui répondent favorablement aux exigences posées par le problème d'enfouissement des déchets aussi bien en surface qu'en grande profondeur. Après leur mise en place, ces matériaux sont soumis à des sollicitations complexes qui peuvent influencer de manière très importante leurs propriétés hydromécaniques.

I.3. IDENTIFICATION DES SOLS GONFLANTS

Pour éviter les sinistres causés par les sols gonflants, il est essentiel de reconnaître ce type de sol. Traditionnellement, les valeurs de limites d'Atterberg ou le poids volumique sec ou la teneur en eau naturelle du sol permettent d'identifier ces sols. Le tableau I.1 donne les différentes méthodes existantes pour classifier les sols gonflants.

Tableau I.1. Identification des sols gonflants au laboratoire

Essai	Paramètres déterminés	Référence
Limites d'Atterberg	Plasticité, Consistance	ASTM D 4318
Limite de liquidité	Indice de plasticité	ASTM D 4318
Limite de plasticité	Indice de liquidité	ASTM D 4318
Limite de retrait	Coefficient de retrait	ASTM D 427
Fraction argileuse	Pourcentage de passant au tamis de 2 μm	ASTM D 422
Essais minéralogiques	Minéralogie des particules argileuses	ASTM STP (1970)
Diffraction aux Rayons X (DRX)	Dimensions caractéristiques des prismes	ASTM STP (1970)
Analyses thermiques	Réactions caractéristiques à la chaleur	Barshad (1965)
Microscopie électronique à balayage	Forme et dimension des particules argileuses	McCrone & Delly (1973)
Capacité d'échanges cationiques	CEC (meq/100g)	Chapman (1965)
Gonflement libre	Potentiel de gonflement	Holtz et Gibbs (1956)
Gonflement à volume constant	Indice de gonflement	Lambe (1960)
Gonflement sous charge constante	Indice de gonflement	ASTM D 4546
CBR	Potentiel de gonflement	Yoder & Witezak(1975)
Coefficient d'extensibilité linéaire (Cole)	Déformation linéaire d'un sol naturel séché d'une succion initiale de 33kPa à l'état sec	Brasher <i>et al.</i> (1966)

De nombreux modèles visant à estimer le potentiel de gonflement sont formulées à partir des limites d'Atterberg et de paramètres qui en découlent. Les tableaux I.2 et I.3 donnent quelques exemples de ces estimations.

Tableau I.2. Relation entre le potentiel de gonflement et la limite de retrait (Altmeyer, 1955)

w_R (%)	<10	10 – 12	>12
Potentiel de gonflement	Fort	Critique	faible

Tableau I.3. Relation entre le potentiel de gonflement et l'indice de plasticité (Seed et al., 1962)

I_p (%)	0 – 10	10 – 20	20 - 35
Taux de gonflement	Faible	Moyen	Elevé

Pour un sol contenant entre 8 et 65 % d'argile, Seed et al. (1962) établissent le tableau I.4 à partir d'un potentiel de gonflement défini comme le pourcentage de gonflement d'une argile compactée à l'optimum Proctor et soumise à une charge de 7 kPa. Ce potentiel est estimé par la formule :

$$\varepsilon_S = 10^{-5} I_p^{2,24} \quad (1)$$

Tableau I.4. Potentiel de gonflement (Seed et al., 1962)

Potentiel de gonflement	ε_S (%)	I_p (%)
Faible	0 - 1,5	0 - 10
Modéré	1,5 – 5	10 - 20
fort	5 - 25	20 - 35

Mais le gonflement d'un sol peut être estimé à partir de deux paramètres simultanément. Le BRE (Building Research Establishment, 1980) propose de le relier à la teneur en argile et à l'indice de plasticité (Tableau I.5). Ghen (1988) (cité par Djdid & Bekkouche 2001) le relie au pourcentage en particules inférieures à 74 μm et à la limite de liquidité (Tableau I.6).

Tableau I.5. Potentiel de gonflement (BRE, 1980)

I_p (%)	%<2 μm	Potentiel de gonflement
>35	>95	Très fort
22 - 35	60 - 95	Fort
18 – 22	30 – 60	Modéré
<18	<30	Faible

Tableau I.6. Potentiel de gonflement (Ghen, 1988)

%<74 μm	w_L (%)	Potentiel de gonflement
> 95	> 60	Très fort
60 - 95	40 – 60	Fort
30 – 60	30 – 40	Modéré
< 30	< 30	Faible

Enfin, certains auteurs pensent que trois paramètres sont nécessaires pour évaluer le gonflement. La classification de Holtz & Gibbs (1956) relie le potentiel de gonflement en fonction de la fraction argileuse, de l'indice de plasticité et de la limite de retrait (Tableau I.7). La classification de Holtz & Dakshhanmurthy (1973) (cité par Djdid & Bekkouche 2001) utilise l'indice de plasticité, la limite de liquidité et la limite de retrait (Tableau I.8).

Tableau I.7. Potentiel de retrait (Holtz & Gibbs, 1956)

%< 2 μ m	Ip (%)	w _R (%)	Pourcentage de retrait	Potentiel de retrait
> 28	> 35	< 10	> 30	Très élevé
20 – 13	25 – 40	7 – 10	20 – 30	élevé
13 - 23	15 -30	10 – 15	10 - 30	Modéré

Tableau I.8. Potentiel de gonflement (Holtz & Dakshhanmurthy, 1973)

Potentiel de gonflement	Ip (%)	w _R (%)	w _L (%)
faible	< 18	> 15	20 – 35
Modéré	15 – 25	10 – 15	35 – 50
Fort	25 - 35	7 - 12	50 – 70

Nous avons retenu ces classifications indiquées pour l'évaluation de potentiel de gonflement des matériaux étudiés même si elles n'aboutissent parfois pas aux mêmes conclusions quant au caractère gonflant d'un sol, en partie à cause du fait que ces modèles ne sont pas basés sur les mêmes paramètres.

En plus des ces estimations du potentiel de gonflement, certains auteurs (Komornik & David 1969, Vijayvergiya & Ghazzaly 1973, Didier *et al.* 1973, Brackley 1983, Nagaraj & Srinivasa 1983, Yahia-Aissa 1999) proposent des modèles estimant la pression de gonflement à partir de la teneur en eau naturelle, des limites d'Atterberg et de la masse volumique sèche, mais leur utilisation a montré qu'ils ne sont applicables qu'aux sols pour lesquels ils ont été définis.

I.4. PRINCIPALES CAUSES DES VARIATIONS DE VOLUME DU SOL

Nous utilisons le mot « gonflement » de manière indifférente pour définir une augmentation de volume du matériau, quelle qu'en soit la cause. Un déchargement mécanique, une imbibition ou une sorption, une exfoliation ou des variations chimiques qui induisent une déformation positive, peuvent être la cause d'un gonflement. En revanche, le tassement est le terme utilisé pour définir une diminution de volume du sol lors d'un

chargement mécanique. La diminution de volume causée par un séchage est définie comme étant le retrait, et une saturation sous de fortes charges induit un effondrement.

Dans ce travail, seules les déformations dues aux phénomènes couplés hydromécaniques sont étudiées. Les déformations volumiques causées par des variations chimiques des minéraux du matériau ne feront donc pas partie de notre étude.

I.4.1. Modification des contraintes mécaniques

La modification de l'état de contraintes totales dans le sol, du fait par exemple de l'adjonction ou de l'enlèvement de charges ou de surcharges conduit, lorsqu'un nouvel équilibre s'est établi, à une déformation du sol, qui se traduit en général par un déplacement en surface (tassement, soulèvement). Ce déplacement est le résultat de la somme des déformations élémentaires créées en tout point du massif de sol par la modification de l'état des contraintes.

I.4.2. Modification des contraintes hydriques

Un changement dans l'environnement hydrique du sol conduit à une modification des pressions interstitielles régnant en son sein. Par exemple, la variation du niveau de la nappe modifie le champ de pression interstitielle aussi bien au-dessus qu'en-dessous du niveau de la nappe, influence l'état de contrainte effective, et induit des variations de volume dans le milieu.

Dans un sol non saturé, la contrainte effective σ' d'après Bishop & Blight (1963) est liée à la contrainte totale σ , à la pression de gaz (en général de l'air) u_a et à la pression de l'eau u_w qui règnent dans les interstices entre les particules par la relation :

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) = P + \chi s \quad (2)$$

où χ est le coefficient de Bishop généralement relié au degré de saturation, qui varie entre 0 pour un sol sec et 1 pour un sol saturé, $p = (\sigma - u_a)$ est la contrainte nette appliquée et $s = (u_a - u_w)$ est la pression interstitielle négative ou la succion.

Les différentes pressions de l'eau ou de l'air sont considérées par rapport à la pression atmosphérique. La relation 2 montre que, si la contrainte totale et la pression de l'air restent constantes et que la pression interstitielle diminue à la suite d'un abaissement du niveau de la nappe, le terme de succion $(u_a - u_w)$ croît, entraînant une augmentation de la contrainte effective, ce qui aura pour effet de comprimer le sol et de provoquer un tassement en surface. Cette équation ne traduit pas correctement le phénomène d'effondrement du sol (Jennings & Burland, 1962).

Par des effets capillaires, les sols situés au-dessus de la nappe, niveau défini tel que la succion soit égale à zéro, restent quasi saturés sur une hauteur importante pouvant atteindre

plusieurs dizaines de mètres dans les sols argileux et avec une pression interstitielle de l'eau u_w négative.

I.4.3. Effet physico-chimique

D'un point de vue microscopique, l'apport d'eau dans le sol et sa fixation au niveau de certaines particules élémentaires ou plaquettes agglomérées en feuillets (dimension $1 \cdot 10^{-2}$ μm à $1 \cdot 10^{-4}$ μm) constituant l'argile conduit à des phénomènes d'hydratation de ces particules entraînant une augmentation de volume.

Ce mécanisme d'hydratation est largement conditionné par :

- le type et la nature des minéraux argileux présents et leurs propriétés physico-chimiques ;
- la structure du matériau et des particules ;
- la pression interstitielle ou la succion régnant dans le sol ;
- la concentration ionique du fluide interstitiel, y compris l'eau adsorbée ;
- l'histoire du matériau et en particulier les phénomènes de cimentation.

Certaines familles de minéraux argileux, notamment les smectites et quelques interstratifiés, possèdent de surcroît des liaisons particulièrement lâches entre feuillets constitutifs, si bien que la quantité d'eau susceptible d'être adsorbée au cœur même des particules argileuses, peut être considérable, ce qui se traduit par des variations importantes de volume (voir aussi annexe 1).

I.5. DOUBLE STRUCTURE DES SOLS GONFLANTS

Le comportement hydromécanique des sols gonflants a été directement relié à leur double structure interne. Plusieurs auteurs ont étudié la relation entre la micro- et la macrostructure de ce type de sol et les paramètres hydromécaniques (Pusch 1982, Wan *et al.* 1995, Pusch *et al.* 1999, Cui *et al.* 2002, Pusch & Yong 2003, Lloret *et al.* 2003). Gens & Alonso (1992) et Alonso *et al.* (1999) ont considéré le schéma d'organisation comme fondement de leur modèle de comportement des sols gonflants où sont réunies la macro- et la microstructure.

La distribution de taille des pores (*Pore Size Distribution - PSD*) obtenue par la méthode de porosimétrie par l'intrusion du mercure (*Mercury Intrusion Porosimetry - MIP*) montre deux niveaux structuraux distincts (Alonso *et al.*, 1987). Cette double structure des sols argileux a été aussi reconnue dans un grand nombre à partir d'études réalisées au microscope électronique à balayage (Collins & McGown, 1974 ; Yong & Warkentin, 1975 ; Gilliot, 1979).

La figure I.2-a présente un matériau constitué d'une matrice homogène formée à partir des argiles et d'autres constituants. Il est alors possible de distinguer deux types de pores : les vides intraparticulaires et les vides intramatriciels. Cette structure est typique des sols compactés du côté humide de l'optimum. La figure I.2-b est représentative de la majorité des sols naturels ou compactés du côté sec de l'optimum, les particules argileuses s'associent aux autres constituants du sol pour former des agrégats. Deux niveaux structuraux peuvent alors être distingués : la microstructure qui correspond aux agrégats, et la macrostructure qui correspond à l'arrangement des agrégats entre eux. Les agrégats contiennent des pores qualifiés de micropores et les macropores sont situés entre les agrégats. Barden & Sides (1970), Sridharan *et al.* (1971) et Collins & McGown (1974) ont aussi observé une double structure au côté sec de l'optimum et une structure homogène au côté humide de l'optimum.

Remarque : le « micropore » est aussi appelé « pore intra-agrégat », « vide intraparticulaire », « vide interfoliaire » et le « macropore » peut être appelé « pore inter-agrégat » et « pore interparticulaire ». L'ensemble micro- et macrostructure est parfois définie comme « intrapellet ».

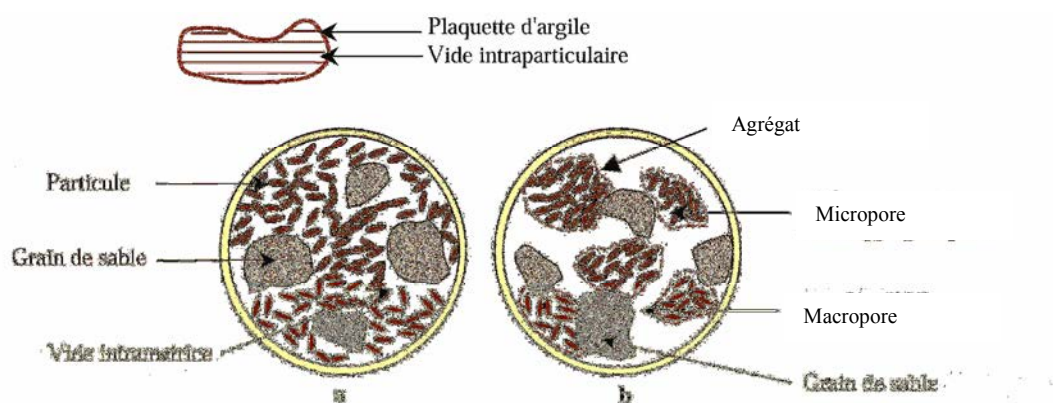


Figure I.2. Structure des sols gonflants (Gens & Alonso, 1992)

La structure interne des sols argileux est directement reliée à certaines caractéristiques du sol telles que : la conductivité hydraulique (Garcia-Bengochea *et al.* 1979, Juang & Holtz 1986, Lapierre *et al.* 1990, Romero *et al.* 1999), les déformations volumiques lors de la consolidation (Delage & Lefebvre 1984, Griffiths & Joshi 1989, Coulon & Bruand 1989, Tessier *et al.* 1992), les propriétés de la courbe de rétention (Prapahran *et al.* 1985, Romero *et al.* 1999, Aung *et al.* 2001, Simms & Yanful 2002, 2005) ainsi que les variations volumiques des macropores dues aux influences de chargement mécanique et des succions contrôlées (Al Mukhtar *et al.* 1996, Qi *et al.* 1996, Cui *et al.* 2002, Lloret *et al.* 2003, Simms & Yanful 2004, Cuisinier & Laloui 2004, Romero *et al.* 2005, Koliji *et al.* 2006, Hoffmann *et al.* 2007).

I.5.1. Influence du chargement mécanique sur la structure interne des sols

Des essais porosimétriques ont été réalisés par Lloret *et al.* (2003) pour étudier la distribution de la dimension de pores d'une bentonite compactée à deux densités sèches différentes de 1,5 et de 1,8 avec une teneur en eau de 15 % très proche de la limite de retrait présentée sur la figure I.3-a. Les sols présentent une microstructure dominante avec la valeur maximale de diamètre de 0,010 μm . Le diamètre dominant correspondant à la macrostructure varie de 10 μm pour la densité sèche de 1,8 à 40 μm pour la densité sèche de 1,5. La limite entre ces deux familles a été observée à une valeur de 0,150 μm où la pression de compactage n'influence pas la distribution des pores. La gamme conventionnelle du diamètre des pores qui sépare l'inter- et l'intra-agrégat est estimée entre 0,130 et 0,180 μm (Romero *et al.* ; 1999).

La figure I.3-b présente la variation de l'indice des vides cumulé en fonction du diamètre des pores pour la même bentonite compactée à deux densités sèches différentes de 1,55 et de 1,73. Il y a un important volume de pores qui n'est pas rempli par l'intrusion de mercure. La microstructure présente la même valeur de 0,46 pour les deux éprouvettes. L'espace résiduel correspond aux pores de macrostructure qui présente une valeur de 0,28 pour la densité sèche de 1,55 et de 0,11 pour la densité sèche de 1,73. L'ensemble de ces résultats montre que le compactage modifie seulement la macrostructure.

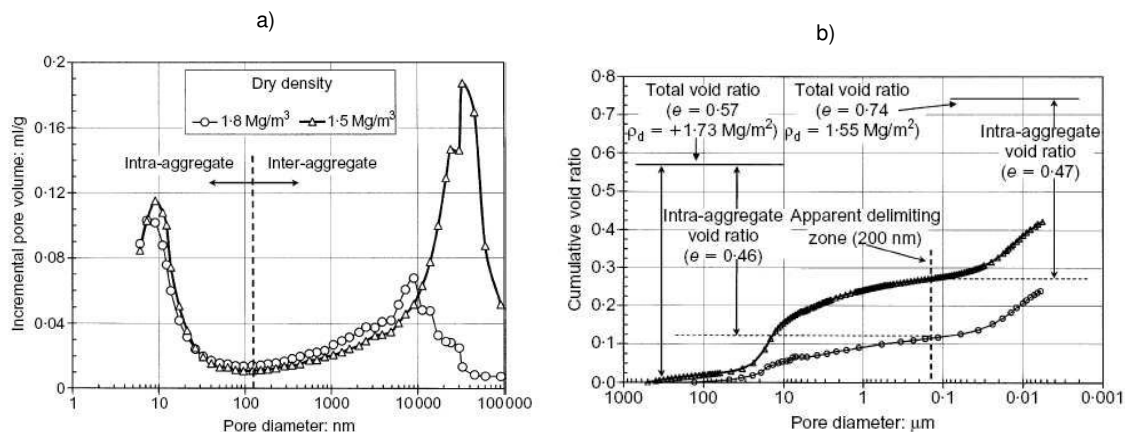


Figure I.3. Volume incrémental d'intrusion du mercure et variation de l'indice des vides cumulé en fonction du diamètre des pores pour les éprouvettes compactées à deux différentes densités sèches, essai de porosimétrie au mercure (Lloret *et al.*, 2003)

Les résultats de l'essai de porosimétrie peuvent être présentés en fonction de la densité des pores (PSD) mesurée par la variation [$\Delta e / \Delta \log$ (rayon de pores)], et le diamètre des pores. L'étude réalisée par Hoffmann *et al.* (2007) sur une bentonite de FEBEX compactée à une densité de 1,15 et à une teneur en eau de 3 ou 4 % montre une triple structure sur la figure I.4-a avec les valeurs dominantes de 0,013, 3 et 250 μm . Ils introduisent un groupe supplémentaire des pores associée aux vides de l'inter-pellet avec

une taille caractéristique de 250 μm . La fonction de densité des pores a été mesurée sur la figure I.4-b pour une densité sèche de 1,95 à la même teneur en eau. Ce groupe de pores correspond aux pores de l'intra-pellet et présente une distribution bimodale avec des valeurs dominantes de 0,013 et 3 μm .

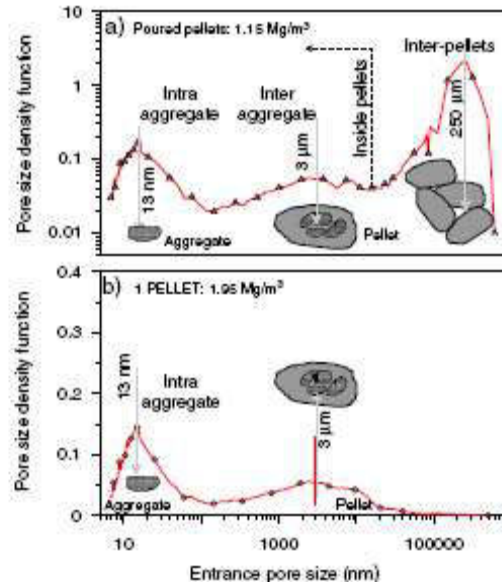


Figure I.4. Variation de la fonction de densité des pores en fonction du diamètre des pores pour les éprouvettes compactées à deux différentes densités sèches, essai de porosimétrie au mercure (Hoffmann *et al.*, 2007)

L'influence de différentes énergies de compactage sur la structure interne de l'argile de Boom a été étudiée par Romero *et al.* (1999) à une teneur en eau constante de 15 %. La figure I.5 présente l'analyse de balayage électronique environnemental de ce matériau à deux différentes densités sèches : 1,37 et 1,67. Les plages très claires correspondent aux particules d'argile et les plages plus ou moins noires sont les vides du matériau. Une fusion de l'agrégat due à l'effondrement des inter-agrégats a été observée pour la pression de compactage plus forte.

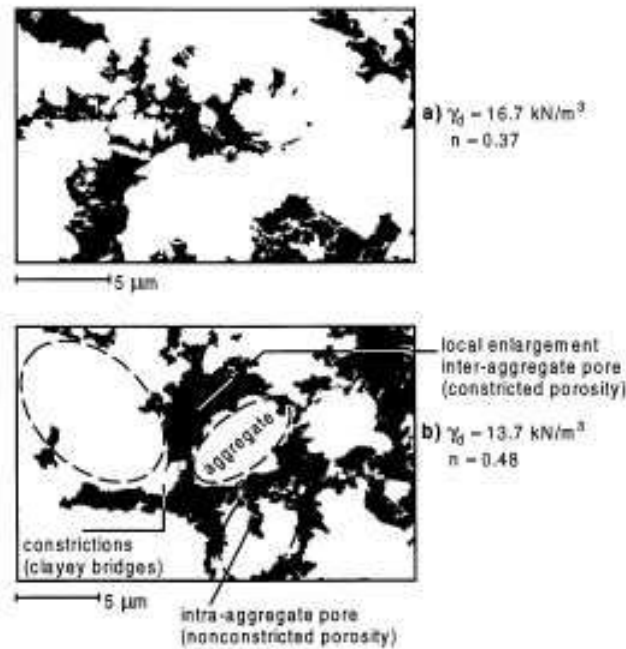


Figure I.5. Structure des sols gonflants étudiée par la méthode de balayage électronique environnemental (Romero *et al.*, 1999)

Delage & Lefebvre (1984), Griffiths & Josi (1989) et Lapierre *et al.* (1990) ont fait des essais porosimétriques pour étudier l'influence de la consolidation sur la structure interne des sols. Ils ont aussi observé l'écrasement des macropores lors d'augmentation des pressions de compression.

I.5.2. Influence de l'imposition de succion sur la structure interne des sols

La structure interne des éprouvettes d'un mélange de Bentonite (60 %) et de Limon (40 %) préparées par compactage statique sous une contrainte verticale de 1000 kPa a été étudiée par Cuisinier (2002) sous trois succions différentes : 0, 4 et 20 MPa (succion initiale). A l'équilibre hydrique, les éprouvettes ont été préparées de manière à réaliser des lames minces par l'observation microscopique. La figure I.6 montre les plages très claires correspondant aux vides du matériau. Les plages plus ou moins grises sont les particules d'argile et de quartz. La photographie réalisée sur les éprouvettes après compactage à la succion initiale de 20 MPa montre clairement une double structure: les particules argileuses sont regroupées avec les autres constituants du sol, ce qui individualise des agrégats (Figure I.6-a). Entre ces agrégats, on observe des pores relativement larges et bien développés. Cette figure montre aussi les ponts argileux qui connectent les agrégats. Entre l'état initial et une succion de 4 MPa, la structure interne des éprouvettes n'est pas fondamentalement différente. Les différences par rapport à l'état initial se situent au niveau de la dimension des agrégats qui semble plus importante, de la taille des macropores, ainsi que de leur quantité qui a été réduite de manière significative par l'humidification (Figure 6-

b). La structure observée sur l'éprouvette humidifiée jusqu'à une succion de 0 MPa présente une matrice argileuse homogène, la double structure caractéristique des états précédents a disparu (Figure I.6-c).

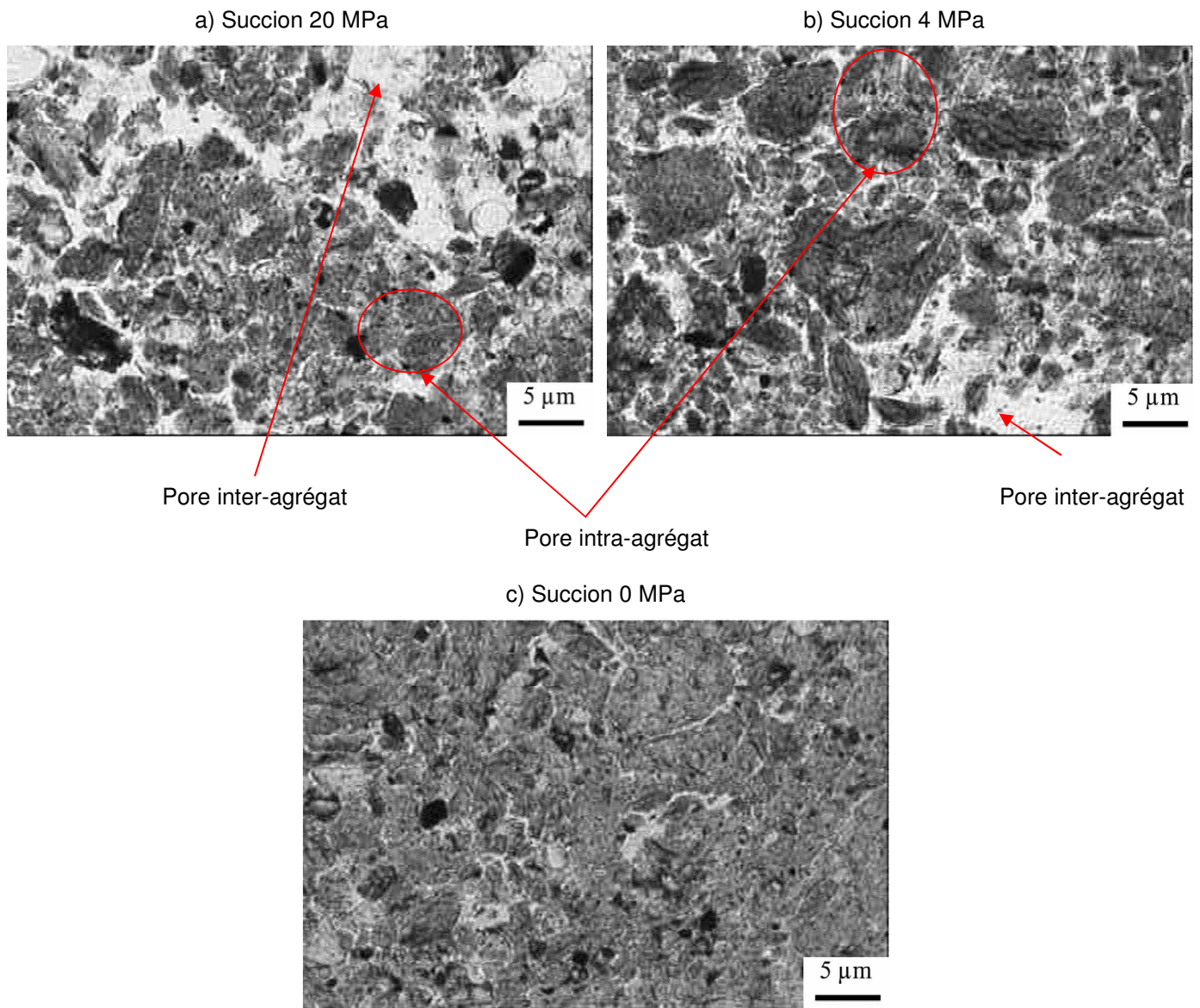


Figure I.6. Structure sous a) la succion initiale b) sous une succion de 4 MPa c) sous une succion de 0 MPa (Cuisinier, 2002)

L'influence du séchage sur la structure interne d'un limon compacté saturé a été étudiée par Cuisinier & Laloui (2004). Ils ont observé que l'augmentation de succion induit une réduction importante de macroporosité (Figure I.7). Ils ont relié la relative augmentation des micropores au retrait des macropores. Les comparaisons de l'ensemble des PSDs montrent que les pores inférieurs à 0,1 mm ne sont pas influencés par le séchage.

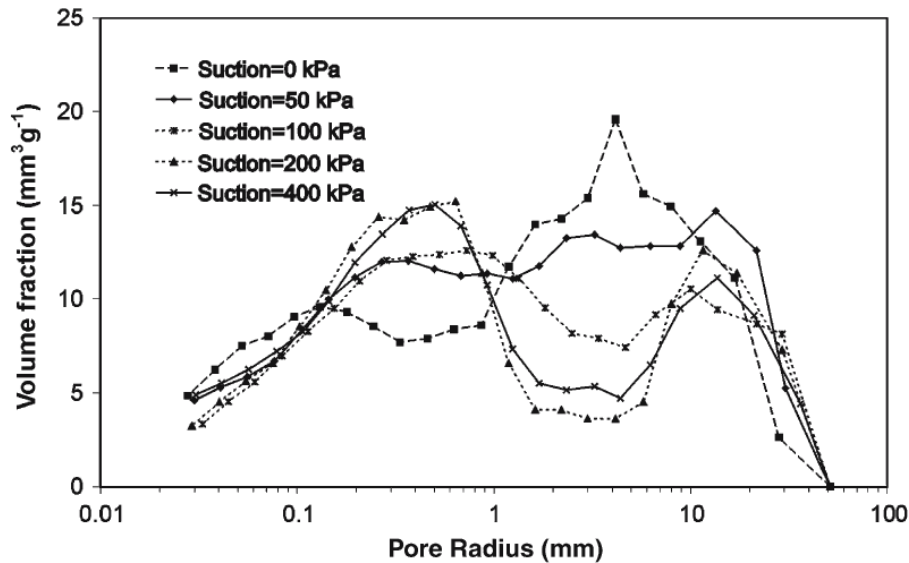


Figure I.7. Influence de la succion sur la structure interne d'un sol limoneux compacté, essai de porosimétrie au mercure (Cusinier & Laloui 2004)

I.5.3. Conclusion

L'ensemble de ces résultats montre que :

- le chargement mécanique influence les macropores sans produire des modifications importantes dans les micropores ;
- les sollicitations hydriques modifient à la fois les macropores et les micropores ;
- la saturation produit une homogénéisation de la structure interne du sol.

Nous allons étudier la structure interne des matériaux argileux compactés et naturels dans les chapitres suivants par la méthode de porosimétrie au mercure (MIP) détaillée aussi dans l'annexe 2.

I.6. GONFLEMENT DES ARGILES

Dans cette partie, nous allons voir le mécanisme de gonflement hydrique et les paramètres identifiant les sols gonflants. Les différents essais de gonflement très utilisés en géotechnique seront également détaillés.

I.6.1. Mécanisme de gonflement des argiles

Les analyses minéralogiques montrent que certaines argiles, pour lesquelles les liaisons interfeuillet sont très faibles, ont la propriété de fixer les molécules d'eau entre deux feuillets voisins. L'eau pénètre à l'intérieur des particules et s'organise en couches monomoléculaires, il s'agit alors d'un gonflement intraparticulaire ou interfoliaire. C'est le cas des smectites telles que la montmorillonite sodique et dans une moindre mesure de la

montmorillonite calcique (Olson & Mesri, 1971 ; Tessier, 1984 ; Cases *et al.*, 1990). Ce gonflement intervient à l'échelle la plus petite de la structure argileuse mais peut présenter une ampleur très importante.

En dehors de ce cas particulier, qui définit les argiles dites "gonflantes", le gonflement est interparticulaire, c'est-à-dire que l'eau ne pénètre pas à l'intérieur des particules d'argiles. Ce gonflement interparticulaire, contrairement au gonflement interfoliaire, a une ampleur assez limitée, mais affecte toutes les argiles. Le processus de gonflement interparticulaire met en jeu séparément ou de façon combinée des phénomènes physico-chimiques et mécaniques variés. Compte tenu de la structure ionique, il apparaît d'importantes interactions physico-chimiques entre une particule argileuse et l'eau, généralement illustrées par le modèle de la double couche diffuse (*Double Diffused Layer*).

Les cations compensateurs ne sont pas maintenus directement à la surface de la particule argileuse mais sont présents à une certaine distance moyenne de la surface. Il s'établit un équilibre entre l'agitation thermique des ions, qui tend à les éloigner de la particule, et l'attraction coulombienne, qui tend à les maintenir près du feuillet. L'ensemble particule chargée négativement plus espace interfoliaire globalement chargé positivement constitue la double couche diffuse (Figure I.8). Avec des hypothèses très précises, cette théorie proposée par Gouy & Chapman en 1910 permet de quantifier le phénomène de gonflement par rapport aux différents paramètres de l'eau.

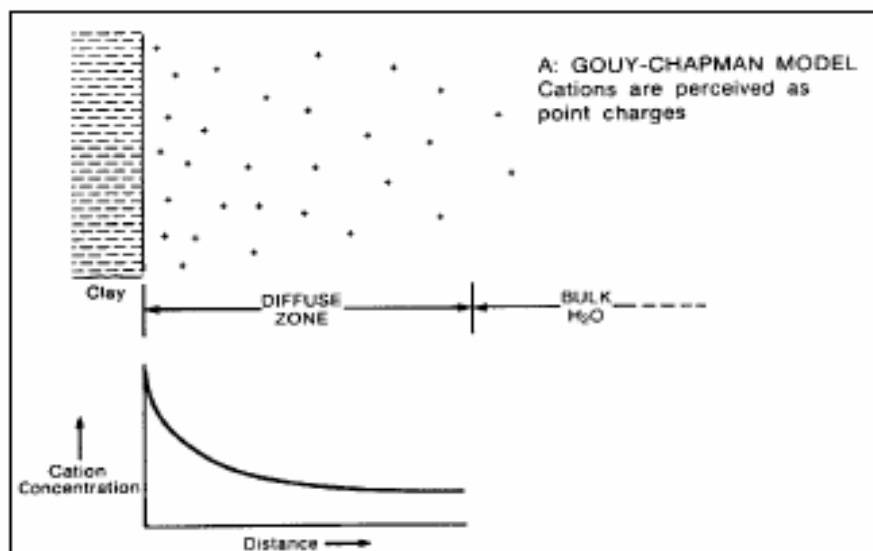


Figure I.8. Représentation schématique de la double couche diffuse

De nombreux auteurs se sont intéressés à la validité et aux limites de cette théorie. Dans une étude expérimentale en laboratoire, Didier (1972) et Wong (1998) ont mis en évidence l'influence notable de la salinité du liquide interstitiel sur le potentiel de gonflement

des terrains argileux. En effet, Ils ont constaté que plus la concentration en sels (NaCl par exemple) est faible, plus les déformations par gonflement sont élevées. Ainsi Yong & Mohamed (1992) montrent un très bon accord entre des mesures expérimentales et la théorie, en se basant sur l'étude de la distance interfoliaire et de la pression de gonflement. Cette théorie a aussi été utilisée avec succès dans le calcul de la compressibilité mécanique des matériaux gonflants (Sridharan & Venkatappa Rao 1973 ; Sridharan & Jayaveda 1982).

La théorie de la double couche reste évidemment limitée, à cause des hypothèses faites sur le milieu (pas d'interaction entre les ions, problème bidimensionnel, particules parallèles, ...). On peut, en première approximation, dire que la théorie de la double couche est applicable quand la source du gonflement est la pression de répulsion osmotique, c'est-à-dire quand on étudie les sols sursaturés en cations en présence d'une eau de circulation à faible concentration ionique. Sposito (1973) indique que la théorie de la double couche ne prédit pas de manière satisfaisante le gonflement lorsque la solution contient des cations bivalents. Low (1980), à partir d'une série d'expériences menées sur 35 montmorillonites sodiques, montre que la théorie de la double couche est, soit fausse, soit inapplicable pour prédire le gonflement des montmorillonites, car leurs doubles couches ne sont que faiblement développées. Le gonflement est alors expliqué par l'interaction entre les feuillets argileux et l'eau c'est-à-dire le gonflement intraparticulaire.

De plus, lorsque les argiles ne sont plus saturées, d'autres forces deviennent prépondérantes dans l'hydratation des argiles, notamment les forces d'attraction dues aux charges électriques, les forces de Van der Waals de tension capillaire et les forces dérivant de l'énergie d'hydratation des cations échangeables. L'ensemble de ces forces constitue la force de succion qui agit directement sur les molécules d'eau, polaires par nature.

1.6.2. Définition des paramètres du gonflement

Les phénomènes physico-chimiques et les mécanismes intervenant à différentes échelles (auxquels s'ajoutent d'éventuelles modifications de la structure du terrain pendant le gonflement) rendent très difficile la caractérisation des paramètres hydromécaniques des sols gonflements.

Devant cette complexité, une approche macroscopique paraît plus adaptée en géotechnique. Elle distingue trois notions : la pression de gonflement, le potentiel de gonflement et l'indice de gonflement. Ces notions ne sont pas considérées comme des caractéristiques intrinsèques du matériau gonflant et ne peuvent pas recevoir de définition objective, car elles dépendent des conditions dans lesquelles se déroule le gonflement. Elles sont néanmoins très largement utilisées et ont largement influé sur les procédures d'essais en laboratoire.

- *La pression de gonflement* (σ_g) d'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, peut être définie comme l'état de contrainte à exercer pour maintenir son volume constant pendant l'imbibition sans distorsion jusqu'à sa saturation complète. Cette définition de la pression de gonflement est la plus usitée mais elle n'est pas la seule.
- *Le potentiel de gonflement* (ε_g) d'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, est la déformation maximale ($\Delta h/h$) que provoque l'imbibition de cet élément soumis à un état de contrainte nulle ou quasi-nulle jusqu'à sa saturation complète.
- *L'indice de gonflement* (C_g) traduit l'importance de la déformation de gonflement induit par un déchargement par rapport à un état de contraintes donné. La déformation par gonflement est obtenue au bout d'un temps d'équilibre.

En principe, ces trois phénomènes sont mesurés sur des éprouvettes en compression isotrope ou œdométrique. Contrairement à la pression de gonflement et au potentiel de gonflement obtenus à la saturation du sol, l'indice de gonflement est issu d'un déchargement mécanique.

I.6.2.1. Méthode à gonflement libre

Une éprouvette est insérée dans une cellule œdométrique classique, puis soumise à la charge du piston et enfin saturée. 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 (ASTM - méthode A).

I.6.2.2. Méthode sous charge constante

Quatre éprouvettes au moins sont soumises à quatre pressions verticales différentes dans des cellules œdométriques. Ces quatre éprouvettes sont ensuite saturées et le potentiel de gonflement final est déterminé dans chaque cas. La courbe $\Delta h/h$ 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 se définit comme la variation de hauteur sous une pression donnée. Deux variantes de cette procédure existent, différentes par le mode d'application de la charge verticale. Dans la procédure ASTM (méthode B), la charge est appliquée, puis la saturation suit 5 min

après. La procédure AFNOR nécessite la stabilisation des déformations dues au chargement mécanique avant le début de la saturation.

I.6.2.3. Méthode à volume constant

Le principe est de saturer une éprouvette tout en maintenant son volume constant. La pression nécessaire pour maintenir le volume constant à la saturation complète est la pression de gonflement. Suivant la norme ASTM (méthode C), l'éprouvette est soumise avant humidification à une pression verticale voisine des conditions *in situ*, et ensuite saturée. Les déformations verticales sont empêchées en augmentant progressivement la charge appliquée avant l'effondrement. 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.

Selon les comparaisons réalisées par Gilchirst (1963), Brackley (1975), Sridrahan *et al.* (1986), Abdjauwad & Al-Sulaimani (1993) et Guiras-Skandaji (1996), la méthode de gonflement libre donne des valeurs de la pression de gonflement plus élevées, pouvant aller jusqu'au double de celles des autres méthodes. La méthode de gonflement libre sous charges constantes aboutit aux valeurs plus faibles et la méthode à volume constant donne des valeurs moyennes qui se situent entre les deux. En comparant les déformations de gonflement mesurées *in situ* et celles déterminées avec les différentes procédures expérimentales, il semblerait que les valeurs de la pression de gonflement estimées à volume constant soient les plus proches de celles effectivement constatées sur le terrain (Erol *et al.*, 1987).

I.7. RETRAIT DES SOLS GONFLANTS

Le retrait consiste en une diminution du volume du sol due à l'évaporation de l'eau présente dans ses pores. L'assèchement progressif du sol provoque des tensions capillaires et la formation de ménisques autour des particules du sol. Les tensions capillaires sont à l'origine de contraintes de cisaillement. Plus l'eau s'évapore, plus les tensions capillaires augmentent et plus le rayon des pores diminue (équation Jurin-Laplace). Parallèlement, la résistance à la traction du sol augmente. Quand cette résistance atteint les contraintes engendrées par les tensions capillaires, le retrait s'arrête, le volume du sol ne diminue plus. La teneur en eau pour laquelle le retrait cesse correspond à la limite de retrait.

Pendant le drainage d'un sol on peut observer trois phases successives (Schubert, 1982). Dans la première phase, tous les macropores sont complètement saturés (Figure I.9-a). La deuxième phase, appelée phase transitionnelle, commence au point d'entrée d'air due

à l'évaporation de l'eau de surface des macropores. Le sol se désature et l'air entre dans les pores. En revanche, l'air sera enfermé dans les pores et quelques pores seront encore saturés (Figure I.9-b). Dans la dernière phase, le sol ne peut plus perdre de volume, l'air occupe tout l'espace des macropores et l'état de volume constant sera atteint (Figure I.9-c).

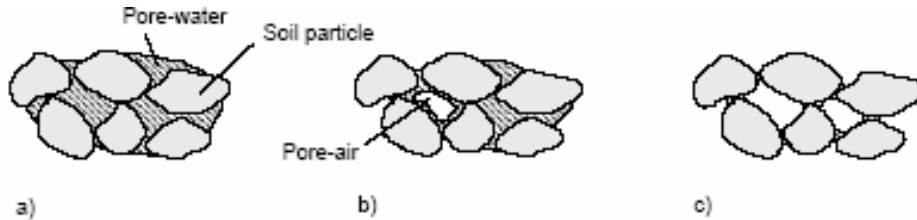


Figure I.9. Différentes phases du retrait (Schubert, 1982)

Le déroulement du retrait peut être décrit en trois phases, en fonction de la diminution du volume d'eau et de sol : retrait normal, retrait résiduel et absence de retrait qui sont montrés sur la courbe de retrait (Figure I.10) (Haines 1923 ; Sposito 1973 ; Mc Garry & Daniells, 1987 ; Coughlan *et al.*, 1991 ; Kim *et al.*, 1992 ; Tripathy *et al.*, 2002).

- Retrait normal : la diminution du volume du sol est égale au volume d'eau perdu; dans cette phase, le sol est toujours saturé et donc, l'air n'entre pas dans les pores.

- Retrait résiduel : une fois la limite de retrait atteinte, l'air entre et occupe les vides du sol (point d'entrée d'air), de telle sorte que la diminution du volume de sol est beaucoup plus faible que le volume d'eau perdue.

- L'absence de retrait : le volume du sol ne peut plus varier du fait de l'agencement des particules, mais l'eau continue de s'évaporer.

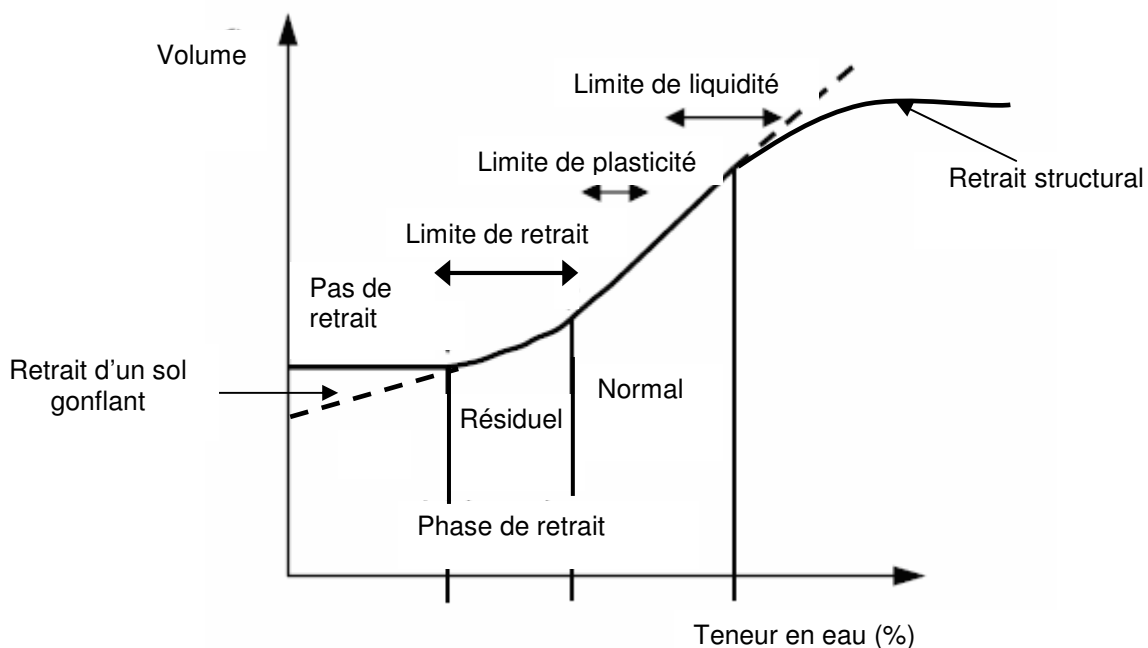


Figure I.10. Courbe de retrait classique

Le retrait évolue de manière linéaire jusqu'à une teneur en eau définie comme la limite de retrait (w_R). A partir de cette limite, le sol perd de l'eau sans grande variation de volume. On considère la limite de retrait comme l'intersection de deux segments présentant le retrait normal et l'absence de retrait. Le coefficient de retrait (R_l) est égal à la pente de la droite du graphe qui représente la variation relative de hauteur en fonction de la teneur en eau (Figure I.10).

Dans les sols naturellement structurés, il y a aussi une quatrième phase appelée retrait structural (Figure I.10). Le volume d'eau perdu est supérieur à la diminution du volume de sol (Yule & Richie, 1990). Les sols restructurés n'ont pas cette étape (Bronswijk, 1988).

Pour les sols gonflants, les variations de volume continuent même pour les teneurs en eau inférieures à celles de limite de retrait (Figure I.10).

Différents types d'essais de dessiccation (Philipponnat 1991, Biarez *et al.* 1988, AFNOR XP P94-060 parties 1 et 2) sont réalisés pour caractériser la déformation ou le retrait des sols argileux. Toutefois, ces essais ne conduisent pas toujours aux mêmes caractéristiques. En outre, certains essais tendent à disparaître, en raison de problèmes pratiques posés par leur mise en œuvre (par exemple, l'utilisation de produits dangereux comme le mercure).

I.7.1. Essais de dessiccation pour la détermination de la limite de retrait conventionnelle

La description de cet essai est détaillée dans la norme expérimentale XP P94-060.1. L'essai consiste à préparer, à partir d'un échantillon de sol, une pâte constituée des éléments passant au tamis de 400 μm et à soumettre des éprouvettes de volume initial connu de cette pâte à dessiccation à l'air libre, puis à l'étuve où une mesure du volume est faite. En postulant que ce volume est identique à celui qui correspond à la limite de retrait et que la variation de volume n'est due qu'au départ de l'eau pendant la dessiccation, il est possible de déterminer la limite de retrait conventionnelle.

I.7.2. Essais de dessiccation pour la détermination de la limite de retrait effective

La norme française XP P94-060.2 fournit le détail du matériel et du mode opératoire de l'essai. Cet essai consiste à mesurer la variation de hauteur d'une éprouvette cylindrique extraite d'un échantillon intact, disposée sur un bâti et soumise à dessiccation à l'air libre, puis à l'étuve. L'évolution de la variation de hauteur avec la teneur en eau représente la courbe de retrait à partir de laquelle la limite de retrait effective est déterminée.

Un exemple de mesure de la limite de retrait par les deux méthodes précédentes est donné sur la figure I.11.

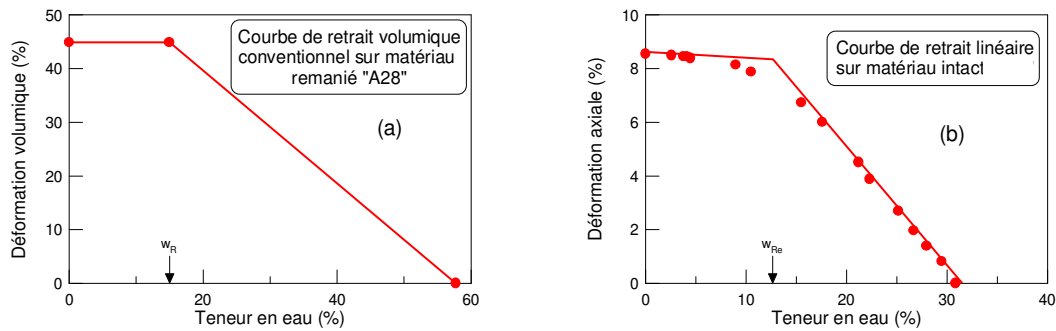


Figure I.11. Détermination des limites de retrait (a) conventionnelle sur le matériau argileux remanié et (b) effective sur le même matériau intact

I.7.3. Facteurs contrôlant la limite de retrait

Contrairement à la limite de retrait conventionnelle qui est déterminée sur un échantillon remanié et qui est donc indépendante de l'état initial du sol, la limite de retrait effective ou celle déduite de l'essai de drainage dépendent fortement de l'état initial du sol et de son degré de consolidation (Figure I.12).

Plus généralement, la limite de retrait est fortement liée à la plasticité du sol et croît avec la limite de liquidité bien qu'il semble que l'on ne puisse pas établir de relation directe entre les deux paramètres (Zerhouni, 1991). En 1980, le « Building Research Establishment » a proposé une classification des potentiels de retrait des sols argileux en fonction de leur teneur en argile et de leur indice de plasticité présentée sur la Figure I.13. On peut donc dire que la limite de retrait d'un sol argileux sera liée aux mêmes paramètres que ceux qui définissent son potentiel de gonflement, parmi lesquels on peut citer : le pourcentage d'argile, la limite de liquidité ou l'indice de plasticité, la valeur au bleu de méthylène (VBS), la capacité d'échange cationique (CEC), etc.

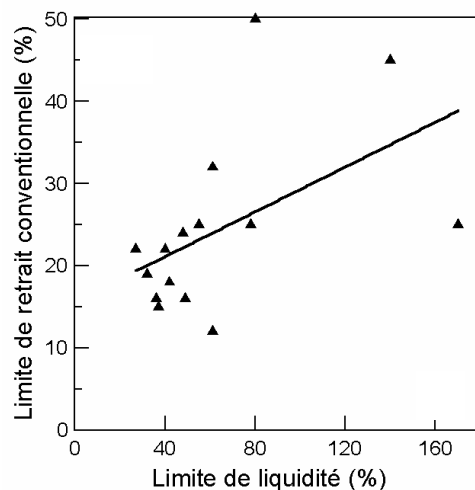


Figure I.12. Corrélation entre la limite de liquidité de différents sols argileux et la limite de retrait conventionnelle (Zerhouni 1991)

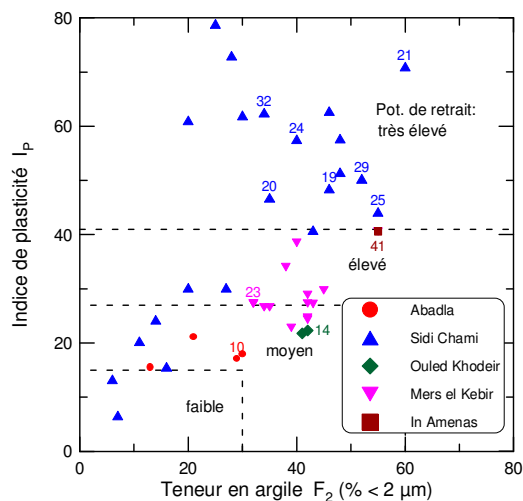


Figure I.13. Classification des potentiels de retrait du Building Research Establishment (1980)

I.8. COMPORTEMENT HYDRIQUE ET COURBE DE RETENTION DES SOLS ARGILEUX

La relation entre la teneur en eau du sol et la succion correspondante est appelée courbe de rétention de l'humidité du sol (*Soil Water Retention Curve*). Cette courbe 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. Cette relation n'est pas unique. L'hystérésis de cette courbe a été expliqué par différents auteurs (Hillel, 1988), il serait lié à une variation de l'angle de contact en fonction du processus (humidification ou bien dessiccation), à la présence d'air piégé dans le sol, aux éventuels couplages hydromécaniques et à la non-uniformité géométrique des pores (effet bouteille d'encre, effet de goulot).

Fleureau *et al.* (1993, 2002) ont observé un retrait irréversible lors d'un cycle de drainage-humidification réalisé sur une kaolinite normalement consolidée. La figure I.14 présente ce cycle de drainage-humidification sur la courbe teneur en eau massique en fonction de la succion. Sur le chemin de drainage à partir d'une pâte d'argile saturée (à $w_0 = 1,5 w_L$), la teneur en eau présente d'abord une variation lente (1) jusqu'à la succion de préconsolidation, puis la variation de w s'accélère selon un segment de droite (2) qui se confond avec le chemin normalement consolidé (NC) du matériau saturé sur chemin de compression isotrope. Enfin, une diminution rapide de la teneur en eau (3) se produit jusqu'à une valeur nulle. Le chemin suivi est en grande partie irréversible sauf dans la dernière phase (3) puisque les phases (1) et (2) sont remplacées par une phase de réhumidification progressive (4).

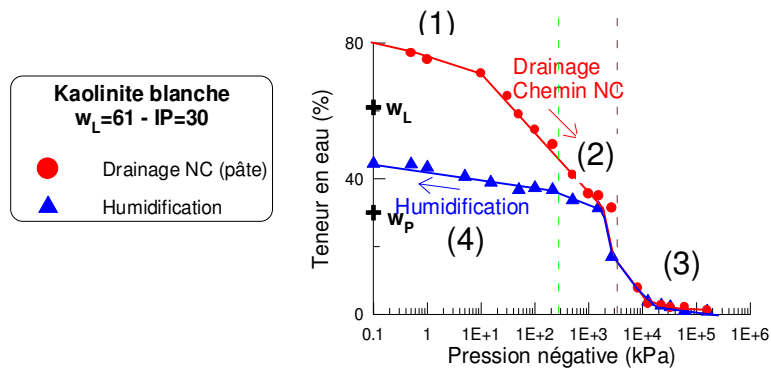


Figure I.14. Courbe de rétention d'une kaolinite préparée sous forme de pâte saturée (Fleureau et al., 1993)

Pour bien comprendre la signification de ces différentes phases du comportement, il faut associer au graphique ci-dessus les variations des autres paramètres comme l'indice des vides ou le degré de saturation (Figure I.15).

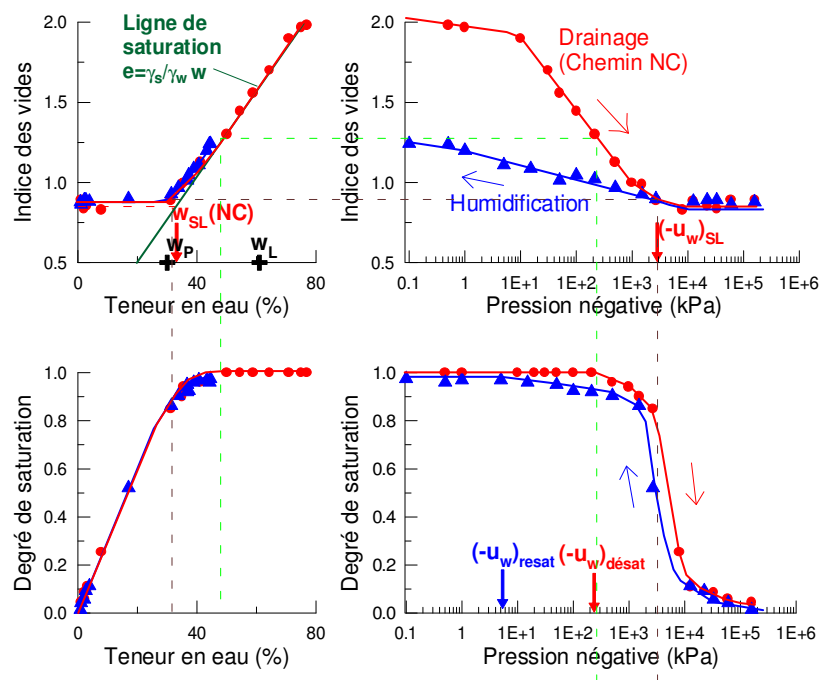


Figure I.15. Chemins de drainage-humidification de la kaolinite blanche dans les plans [Indice des vides et degré de saturation en fonction de la succion et de la teneur en eau] (Fleureau et al., 1993)

En comparant la courbe de variation de la teneur en eau et la courbe de variation du degré de saturation en fonction de la succion, on constate que, sur une grande partie de la courbe de rétention (jusqu'à une succion de 300 kPa), l'argile reste saturée ou quasi-saturée. Au-delà, on observe une chute très rapide du degré de saturation jusqu'à 0.

La comparaison de l'évolution simultanée de la saturation, de la teneur en eau et de la succion au cours de la dessiccation, met en évidence l'existence d'un domaine saturé ou très

proche de saturation à succion non nulle, ce qui correspond à l'état partiellement saturé défini par Aitchison (1959). La succion s_E , à partir de laquelle l'air commence à pénétrer dans le sol, est appelée le point d'entrée d'air (Figure I.16). Les mécanismes régissant la succion dépendent de la teneur en eau du milieu (McQueen & Miller, 1974). A des teneurs en eau faibles, l'eau interstitielle est principalement sous forme de couches minces sur les surfaces de particules où les effets de la succion sont gouvernés par la surface spécifique de sol. Par ailleurs, pour les succions faibles, le mécanisme dominant devient la succion capillaire gouverné principalement par le type de particule, la structure de pores et la distribution de pores (Figure I.16). La succion osmotique a toujours la même influence sur la gamme entière de la teneur en eau.

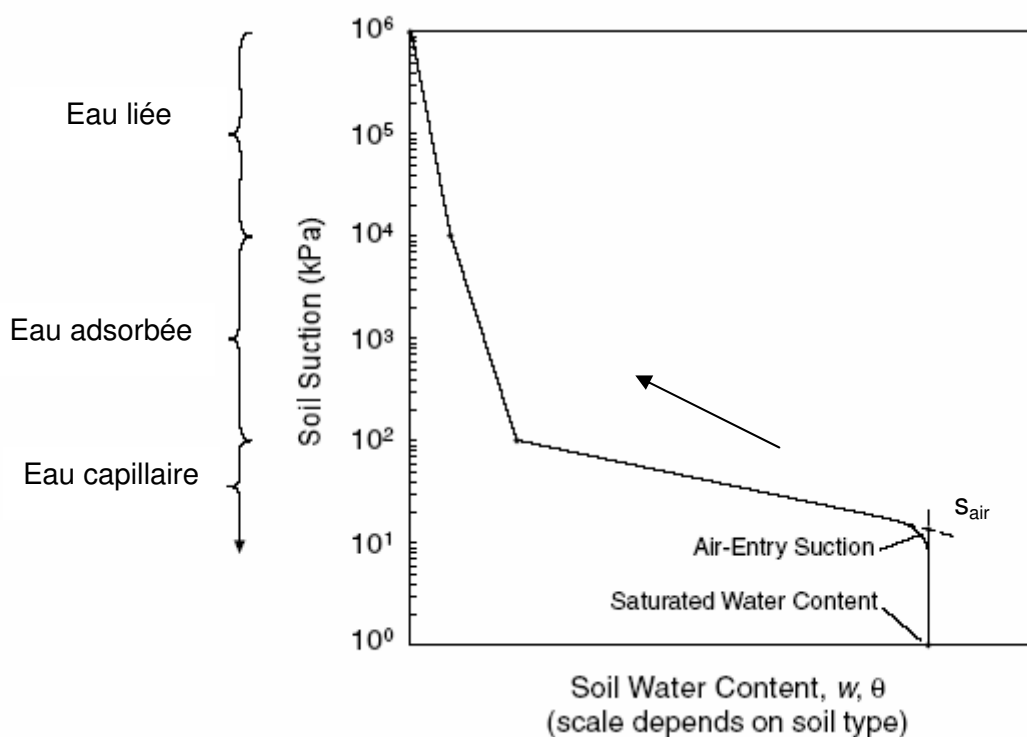


Figure I.16. Différentes phases de la désorption (McQueen & Miller, 1974)

La courbe de rétention permet d'estimer le potentiel de gonflement d'un sol de manière simple. McKeen (1992) établit un abaque permettant de classer un sol dans cinq catégories allant de très faiblement à exceptionnellement gonflant à partir de sa courbe de rétention (Figure I.17).

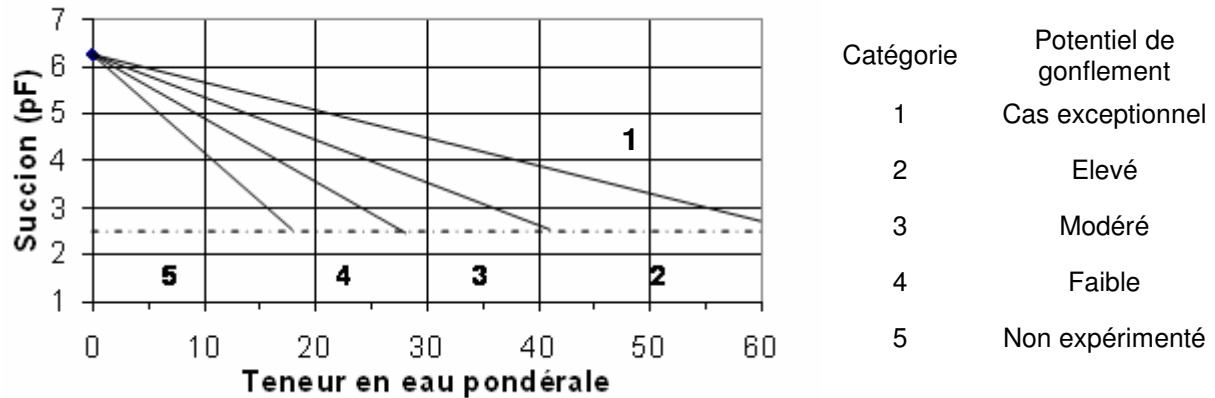


Figure I.17. Classification d'un sol gonflant (McKeen, 1992)

I.8.1. Paramètres influençant les courbes hydriques

L'alternance de la réduction et de l'augmentation de succion entraîne un fort retrait/gonflement irréversible du sol gonflant associé à des modifications importantes de sa structure interne. Belanteur *et al.* (1997) ont comparé le comportement hydrique d'argiles gonflantes et non gonflantes : la smectite et la kaolinite. Ils ont appliqué les chemins hydriques sous une pression constante de consolidation de 5 MPa (Figure I.18). On constate l'existence de déformations irréversibles après un cycle de sorption/désorption pour les deux matériaux. L'indice des vides diminue beaucoup plus dans le cas de la smectite. Pendant la sorption, l'indice des vides augmente, et on observe un gonflement très important pour la smectite.

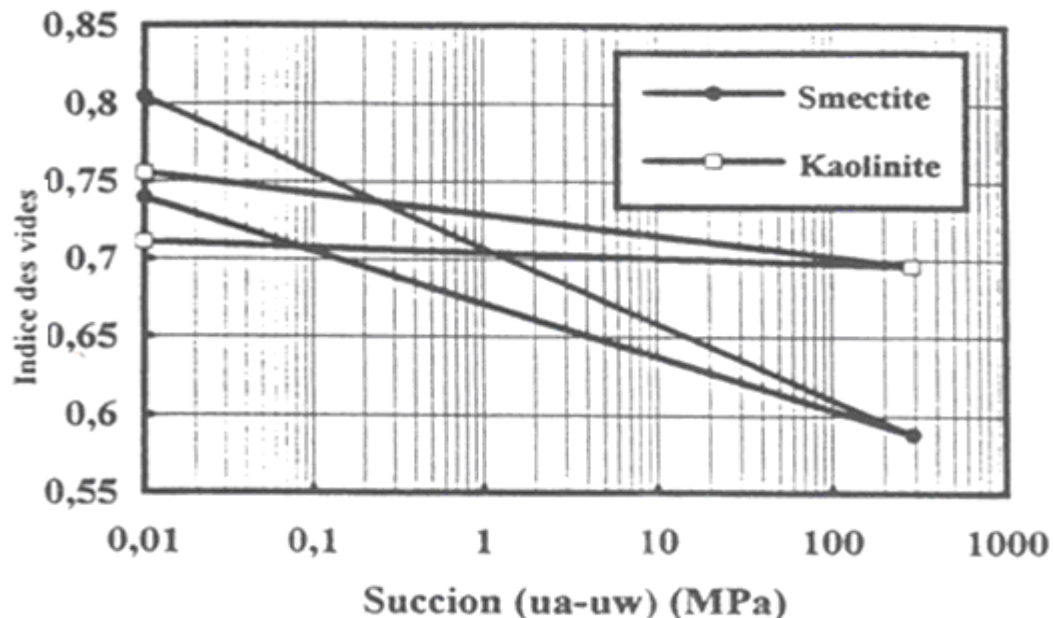


Figure I.18. Comparaison du chemin hydrique de sorption/désorption sous une pression de consolidation de 5 MPa pour une smectite et une kaolinite (Belanteur *et al.*, 1997)

Vanapalli *et al.* (1999) ont étudié l'influence de la consolidation et du compactage sur la courbe de rétention d'un limon compacté. L'effondrement mécanique des pores les plus grands d'un sol saturé lors de l'augmentation de la pression de compression a été observé par les études de la structure interne de sol présentées dans la partie précédente (Figure I.3). Il pourrait expliquer l'augmentation des pressions d'entrée d'air avec la pression appliquée lors de consolidation (Figure I.19-a). Le sol compacté côté sec de l'optimum présente une macrostructure plus importante que le sol humide avec une matrice microstructurale (Figure I.2). Cette différence explique la diminution de pression d'entrée d'air pour le côté sec de l'optimum (Figure I.19-b).

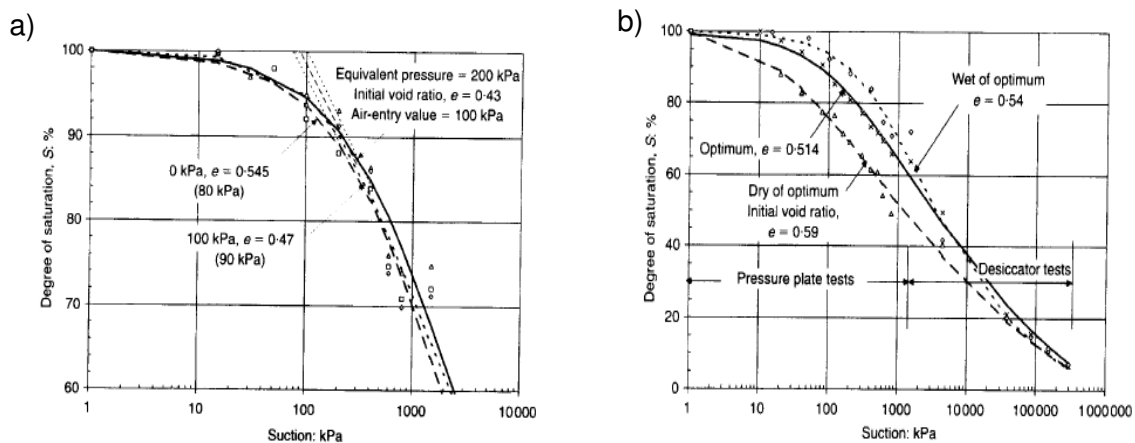


Figure I.19. Influence a) de consolidation et b) de compactage sur la courbe de rétention (Vanapalli *et al.*, 1999)

Romero *et al.* (1999) ont étudié l'influence de la microstructure sur la courbe de rétention de l'argile de Boom compactée, à deux différents poids volumique initiaux (13,7 et 16,7 kN/m³) avec une teneur en eau initiale de 15 % (Figure I.20). Ces auteurs proposent la succion de 2 MPa, où les deux courbes de rétention divergent, comme étant la limite entre la succion contrôlée par le mécanisme de capillarité et d'adsorption. Ces résultats confirment aussi l'influence du chargement mécanique sur les macropores identifiée par les résultats porosimétriques (Figure I.3). Cette succion correspond aussi au diamètre des pores de 0,150 μm considéré comme étant la limite entre la micro- et macroporosité. Ed Diny (1993) a obtenu le même type de résultat pour un limon compacté.

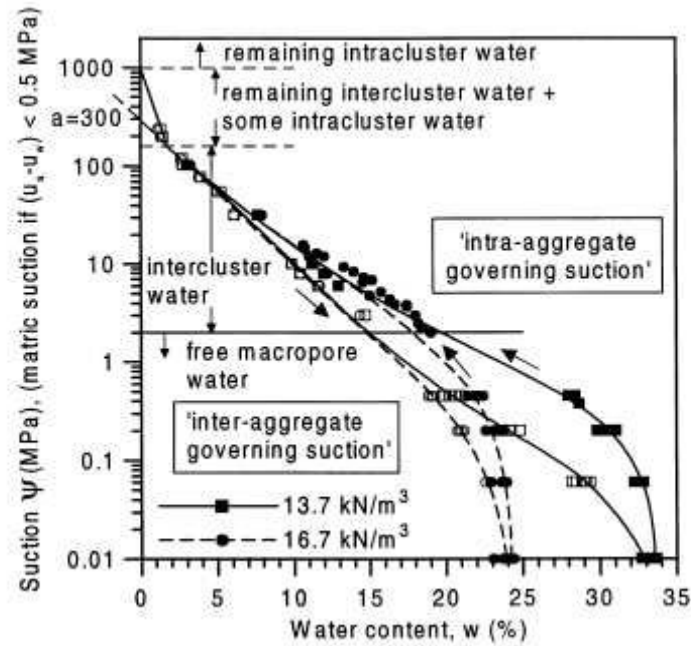


Figure I.20. Influence de microstructure sur la courbe de sorption d'une argile compactée de Boom (Romero et al., 1999)

I.8.2. Modèle empirique de la courbe de rétention

Pour les sols gonflants, les lois empiriques de prédiction de la courbe de rétention d'eau sont présentées par plusieurs auteurs : Burdine (1953), Gardner (1958), Brooks & Corey (1964), Brutsaert (1966), Mualem (1976), van Genuchten (1980), Mckee & Bumb (1984), Mckee et Bumb (1987) et Fredlund *et al.* (1994). Le modèle de courbe de rétention de van Genuchten (1980) est actuellement le plus utilisé :

$$S(\psi) = \frac{1}{(1 + a\psi^n)^m} \quad (3)$$

où ψ est la succion [kPa] ; α , n et m sont les paramètres de calage de la courbe de rétention. Actuellement ce modèle est également utilisé pour les sols gonflants.

I.8.3. Relations entre la courbe de rétention et la courbe porosimétrique

Les résultats de l'essai de porosimétrie peuvent être utilisés afin de déterminer la relation entre le degré de saturation et la succion. Le processus de l'intrusion de mercure peut être assimilé au chemin de désorption de la courbe de rétention du sol dans une gamme de succion appliquée comprise entre 0,001 et 80 MPa. Donc l'injection de mercure avec l'angle de contact (θ_{Hg}) de 140° et la tension interfaciale (σ_{Hg}) de $0,484 \text{ N}\cdot\text{m}^{-1}$ est équivalente à l'éjection de l'eau des pores avec l'angle de contact (θ_w) de 180° pour le même

diamètre de pores. Ce qui aboutit à la relation suivante entre la succion (s) et la pression de l'intrusion (p) :

$$s = u_a - u_w = -\frac{\sigma \cos \theta_w}{\sigma_{Hg} \cos \theta_{Hg}} = 0,196p \quad (4)$$

Le degré de saturation des pores non remplis par le mercure (S_r) est égal à $S_r = 1 - S_{r_{nw}}$ où $S_{r_{nw}} = n/n_0$ est le degré de saturation des vides remplis par le mercure, n est la porosité des pores remplis par le mercure et n_0 est la porosité totale. Cependant, cette dernière relation ne considère pas la teneur en eau adsorbée à la surface minérale et la teneur en eau résiduelle équivalente correspondante à la porosité non remplie par le mercure. La teneur en eau résiduelle (w_r) est obtenue pour la valeur de succion de 80 MPa reliée à la pression maximale d'intrusion de 415 MPa. Romero *et al.* (1999) ont proposé une nouvelle relation en prenant en compte la teneur en eau résiduelle (w_r) :

$$S_r = (1 - S_{r_{nw}}) + \frac{w_r S_{r_{nw}}}{w_{sat}} \quad (5)$$

où w_{sat} est la teneur en eau de l'état saturé du sol.

La figure I.21 présente la prédiction de courbe de rétention par les résultats porosimétriques pour l'argile de Boom compactée à deux densités différentes de 1,37 et de 1,67 d'après Romero *et al.* (1999). Les résultats de l'essai de porosimétrie (MIP) s'approchent du chemin d'humidification pour les fortes succions. Cependant, la courbe de MIP suit le chemin de séchage pour les faibles succions. Prapahran *et al.* (1985) ont aussi observé une bonne correspondance pour la gamme de succion très proche de zéro.

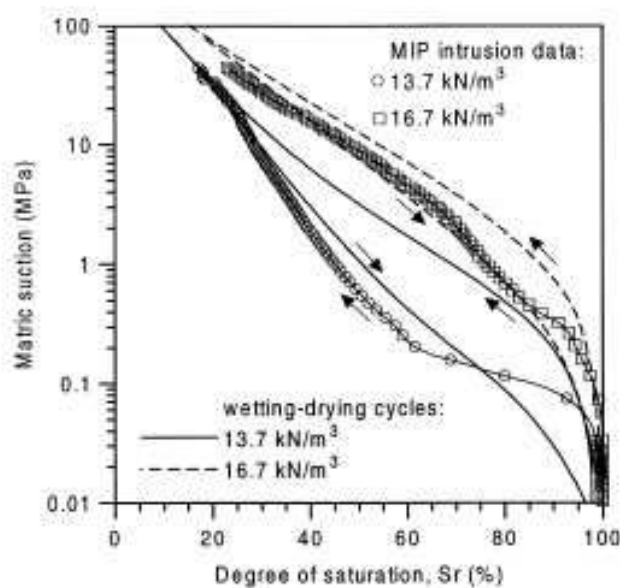


Figure I.21. Chemin de drainage-humidification calé par les résultats porosimétriques (Romero *et al.*, 1999)

I.8.4. Conclusion

Le comportement hydrique des sols argileux est directement relié à la nature, la microstructure et les états initiaux du sol. La connaissance des courbes porosimétriques permet d'estimer la courbe de rétention d'eau de ces matériaux.

I.9. COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE DES SOLS GONFLANTS

Il existe quelques similarités de comportement hydromécanique entre les argiles non-gonflantes et les argiles gonflantes. Le gonflement est une fonction de facteurs tels que la contrainte appliquée, la teneur en eau initiale, la succion initiale, le poids volumique sec initial et l'indice des vides initial. En revanche, les sols gonflants se distinguent des sols non gonflants par leur comportement hydromécanique qui fera l'objet d'étude de cette partie.

I.9.1. Comportement hydromécanique des sols gonflants saturés

La compressibilité d'un matériau argileux est extrêmement dépendante du type d'argile qu'il contient, par exemple, la kaolinite est moins compressible que la montmorillonite. De même, les paramètres physico-chimiques ont un rôle important, montmorillonite calcique est moins compressible qu'une montmorillonite sodique. Olson & Mesri (1971) et Sridharan & Venkatappa Rao (1973) ont montré l'existence de deux phénomènes déterminant la compressibilité d'une argile à l'état saturé. Il existe un mécanisme contrôlé par les résistances au cisaillement entre les différents feuillets, que l'on qualifiera de modèle mécanique, et un mécanisme physico-chimique où le comportement est gouverné par les forces électrochimiques. Les argiles de type kaolinite sont plutôt gouvernées par les phénomènes mécaniques tandis que les montmorillonites sont régies par les aspects physico-chimiques, ce qui explique que la compressibilité d'une smectite sodique diffère de celle d'une smectite calcique.

Le rôle des phénomènes physico-chimiques sur la compressibilité semble être limité à une certaine gamme de contrainte. Marcial *et al.* (2001) ont réalisé deux essais de compression œdométrique sur deux types de montmorillonite sodique et calcique. Leurs résultats (Figure I.22) montrent qu'au-delà d'une contrainte effective d'environ 2 000 kPa, les indices de compression des deux montmorillonites deviennent égaux. Les auteurs de cette étude expliquent ce résultat par le fait que sous de faibles contraintes, la double couche peut se développer avec une prédominance des phénomènes physico-chimiques, tandis que sous de fortes contraintes, la double couche disparaît.

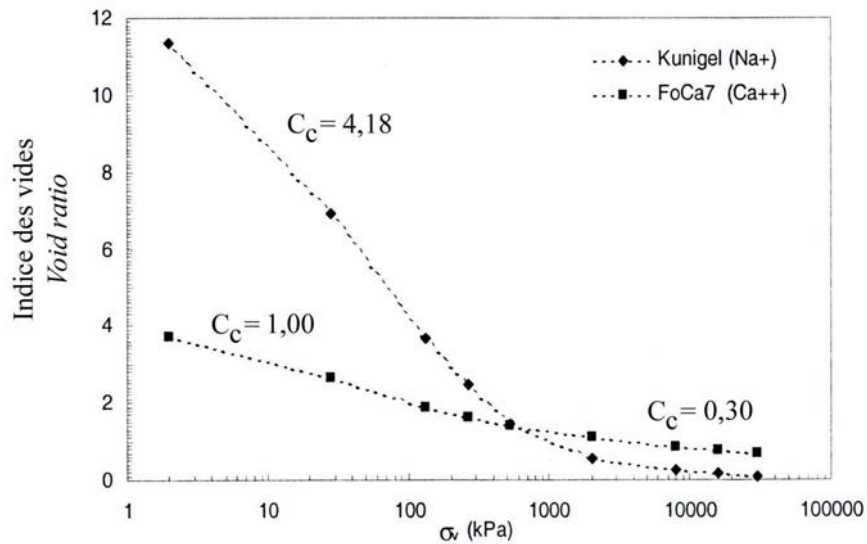


Figure I.22. Compressibilité de deux smectites saturées (sodique et calcique) (Marcial *et al.*, 2001).

I.9.2. Comportement hydromécanique des sols gonflants non saturés

La plupart des résultats disponibles dans la littérature s'accordent sur le fait que la pente de déchargement, κ , pourrait être considérée comme étant indépendante de la succion (Alonso *et al.*, 1990). Certains auteurs notent cependant une augmentation de κ (Vicol, 1990 ; Cui *et al.*, 1996 ; Rampino *et al.*, 2000), ou sa diminution (Futai *et al.*, 2002) avec la succion. Néanmoins, le comportement élastique des sols non saturés n'a fait l'objet que de rares études spécifiques (Wheeler 1997; Di Mariano *et al.*, 2002).

Dans le cas des sols non saturés la notion de pression de préconsolidation doit être précisée. En effet, la pression de préconsolidation correspond, par définition, à la plus grande pression que le matériau a connue au cours de son histoire. Cette définition ne s'applique plus ici et, afin de lever la confusion entre la pression maximale réellement connue par le sol et l'influence de la succion sur ce paramètre, le terme de pression de préconsolidation apparente sera conservé dans la suite du mémoire. La pression $p_0(s)$ augmente avec la succion, ce point ayant été mis en évidence par de nombreux auteurs (Alonso *et al.*, 1987 et 1990).

Cuisinier & Masroui (2005) ont étudié le comportement hydromécanique d'un sol gonflant (mélange de 40% d'un limon et de 60% de bentonite) soumis à des succions différentes comprise entre 0 et 287,9 MPa sous une faible contrainte verticale constante (10 kPa) en chargement/déchargement (Figure I.23).

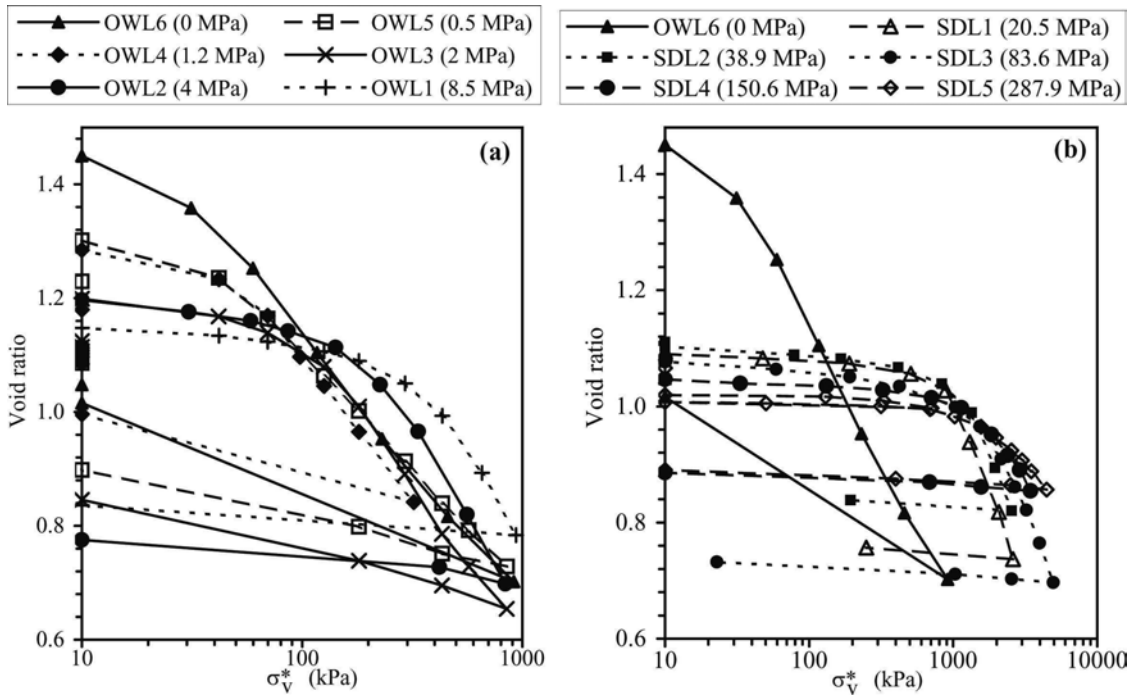


Figure I.23. Courbes de compressibilité aux différentes succions imposées d'un mélange de bentonite/limon (Cuisinier & Masrouri, 2005).

La pente de compression élastique κ , la pente de compression plastique $\lambda(s)$ et la pression de préconsolidation apparente $p_0(s)$ dépendent fortement de la succion appliquée (Figure I.24). La pente $\lambda(s)$ augmente de 0,21 à 0,31 pour les succions allant de 0 à 4 MPa, puis elle diminue d'une manière significative à partir d'une succion de 4 MPa jusqu'à la succion maximale appliquée. Alors qu'il apparaît que la pression $p_0(s)$ décroît de 1200 à 60 kPa quand la succion diminue de 287,9 à 0 MPa. Il est intéressant de remarquer que la valeur de la pression $p_0(s)$ se stabilise au-dessus d'une succion appliquée de 38,9 MPa.

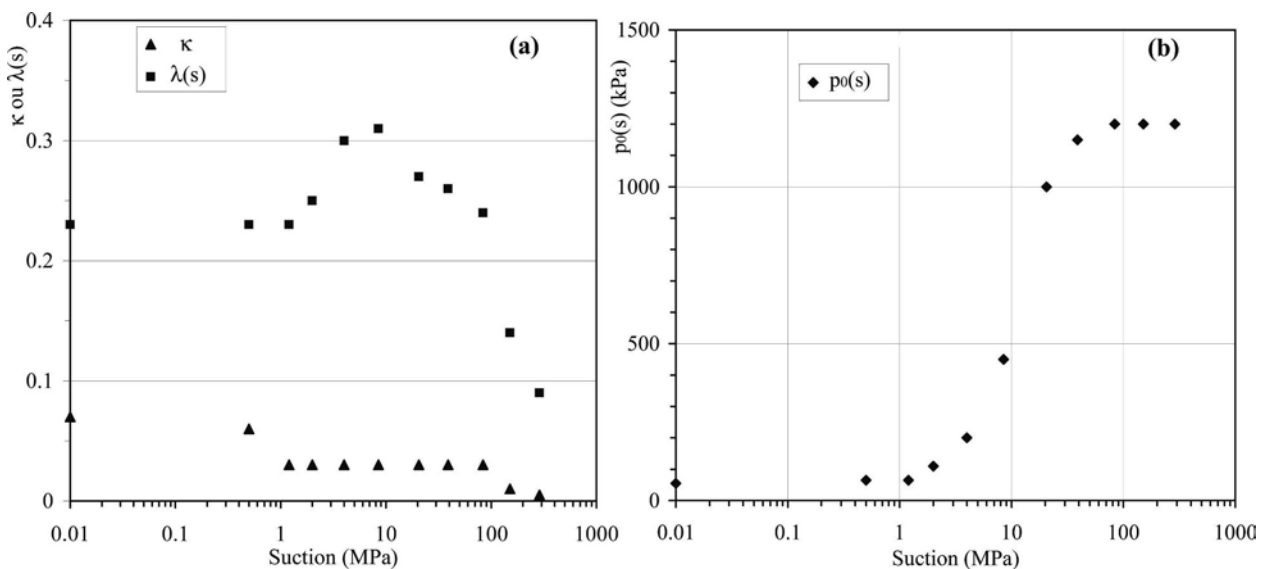


Figure I.24. Paramètre de Compressibilité en fonction de succion imposée (Cuisinier & Masrouri, 2005)

Kogho *et al.* (2001) supposent que la pente $\lambda(s)$ peut varier de quatre manières différentes avec la succion (Figure I.25). L'augmentation de la succion pourrait se traduire par une réduction de la pente $\lambda(s)$, phénomène correspondant au cas n°4 sur la figure I.25 qui a été observé par une majorité d'auteurs (Alonso *et al.*, 1987 ; Vicol, 1990 ; Cui, 1993 ; Chen *et al.*, 1999 ; Rampino *et al.*, 2000 ; ...).

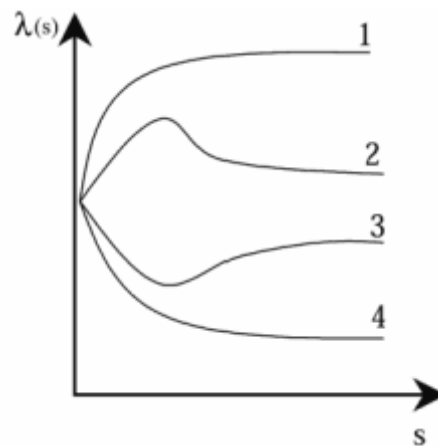


Figure I.25. $\lambda(s)$ en fonction de la succion (Kogho *et al.*, 2001)

À partir d'un limon compacté, Geiser (1999) a obtenu une relation $\lambda(s)$ -succion similaire au cas n°2 (Figure I.25). Geiser associe la succion pour laquelle la compressibilité est maximale au point d'entrée d'air (s_{air}) du matériau. Cet auteur met aussi en évidence l'influence du plan de représentation utilisé pour déterminer ces paramètres (contraintes effectives ou bien contraintes nettes).

Wheeler & Sivakumar (1995), Sivakumar & Wheeler (2000), et Wheeler & Sivakumar (2000) en travaillant sur du kaolin compacté ont montré qu'avec une faible énergie de compactage pour la préparation des éprouvettes, la relation $\lambda(s)$ -succion est similaire au cas n°2, alors qu'avec une forte énergie de compactage cette relation se rapproche du cas n°4. D'après ces auteurs, les résultats traduisent le passage d'une structure interne des éprouvettes ouverte avec une faible énergie à une structure plus homogène lorsque l'énergie est augmentée. Le rôle de la structure semble être confirmé par les résultats de Futai *et al.* (2002) qui, en travaillant sur un silt argileux, trouvent une variation de $\lambda(s)$ qui correspond au cas n°1 de la figure I.25.

I.9.3. Influence des chemins de contrainte suivis

Le comportement des sols gonflants est fortement influencé par le chemin de contrainte suivi. La figure I.26 montre la variation d'indice des vides de deux différentes éprouvettes d'une même bentonite compactée jusqu'à une masse volumique sèche de $1,7 \text{ Mg/m}^3$ à l'état initial et final mais pour deux différents chemins de contraintes (S1 et S5)

(Villar, 1999). Les auteurs expliquent ces résultats par le fait que la destruction de la macrostructure peut être plus sévère dans le cas S5 à cause de grandes déformations de gonflement développées pendant l'humidification qui ne sont pas éliminées pendant le chargement. Ce phénomène a été aussi observé par Brackley (1973) et Justo *et al.* (1984).

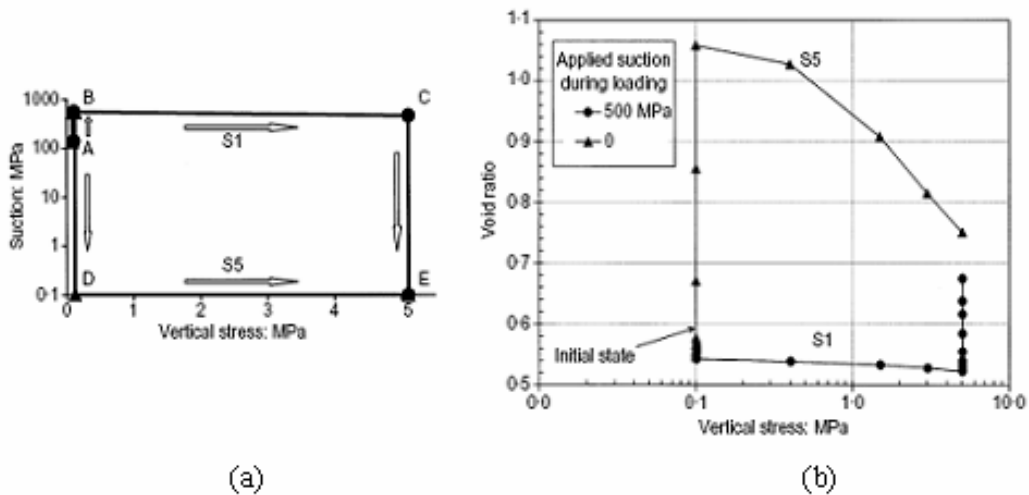


Figure I.26. Dépendance de la déformation au chemin de contraintes suivi (Villar *et al.*, 1999).

En travaillant sur des argiles gonflantes compactées et humidifiées à volume constant, certains auteurs (Brackley, 1973 ; Push, 1982 ; etc.) observent que la pression de gonflement passe par un maximum avant de décroître au cours de l'hydratation (Figure I.27). Lloret *et al.* (2003) ont effectué des essais de gonflement en conditions volumiques constantes sur une bentonite compactée à quatre différentes densités sèches afin de déterminer la pression de gonflement et le chemin de contrainte suivi pendant l'humidification. Trois zones peuvent être distinguées (Figure I.27) :

- la première zone correspond à un état de forte succion et de faible contrainte où les contraintes verticales n'atteignent pas la contrainte de préconsolidation ni la surface de charge, et donc le comportement du sol est toujours élastique, l'augmentation de la contrainte verticale observée est nécessaire pour équilibrer le taux de gonflement provoqué par la diminution de la succion ;
- une fois la pression de préconsolidation atteinte, sur la surface de charge, un changement de direction de la pente est observé, à partir de cette zone, le comportement du sol est plastique, les macropores s'effondrent, provoquant la baisse de la pression de gonflement ;
- la troisième zone correspond à une région de faible succion, la déformation de gonflement de la microstructure présente une large magnitude, ce qui ne laisse

aucune possibilité à un effondrement macroscopique, une augmentation de la contrainte est encore produite malgré la diminution de la succion.

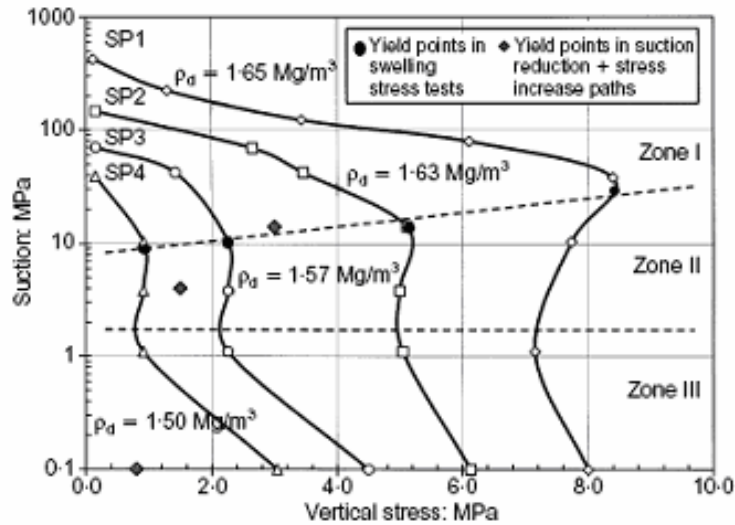


Figure I.27. Évolution de la pression de gonflement au cours de l'humidification (Lloret *et al.*, 2003).

I.9.4. Comportement des sols gonflants lors des cycles de séchage/humidification

L'influence des cycles de séchage/humidification sur le comportement hydromécanique des sols gonflants a été étudiée par plusieurs auteurs (Chu & Mou 1973, Pousada 1984, Dif & Bluemel 1991, Day 1994, Al-Homoud *et al.* 1995, Basma *et al.*, 1996, Subba Rao *et al.* 2000, Tripathy *et al.* 2002, Alonso *et al.* 2005).

Un sol gonflant a tendance à converger vers un état d'équilibre après avoir subi plusieurs cycles d'humidification/séchage, dans cet état, le comportement du sol est supposé élastique. La figure I.28-a présente les résultats expérimentaux de cycles hydriques successifs sous une charge constante de 7 kPa sur un sol gonflant d'après Chu et Mou (1973). Le gonflement volumique plastique se produit dans le premier cycle de mouillage, après plusieurs cycles de succion, l'accumulation de déformation diminue et le comportement reste approximativement réversible pendant les derniers cycles d'humidification et de dessiccation. Dif & Bluemel (1991) ont présenté le même type de résultats sur l'argile d'Hoheneggelsen ($w_L=44-55$, $w_P=15-21$, $w_{opt}=16,6$ et $\gamma_{dmax}=16,7 \text{ kN/m}^3$) qui a manifesté une contraction après les cycles successifs de succion à une charge constante de 200 kPa (Figure I.28-b). Subba Rao *et al.* (2000) ont réalisé des essais cycliques sur un sol gonflant compacté à des teneurs en eau différentes sous une faible charge (6,25 kPa) sans mesure de succion. Leurs essais montrent que la valeur de l'indice des vides reste inchangée, pour une valeur initiale de l'indice des vides qui était égale à 0,65, après avoir subi plusieurs cycles d'humidification et de séchage pour les différentes conditions initiales. Day (1994) et Tripathy *et al.* (2002) ont réalisé aussi les mêmes expériences sans mesure de succion. Ils montrent que le chemin réversible est atteint au

bout de quatre ou cinq cycles d'humidification et de séchage. En revanche, Alonso *et al.* (2001) postulent que la position d'équilibre ne sera atteinte qu'après un nombre infini de cycles.

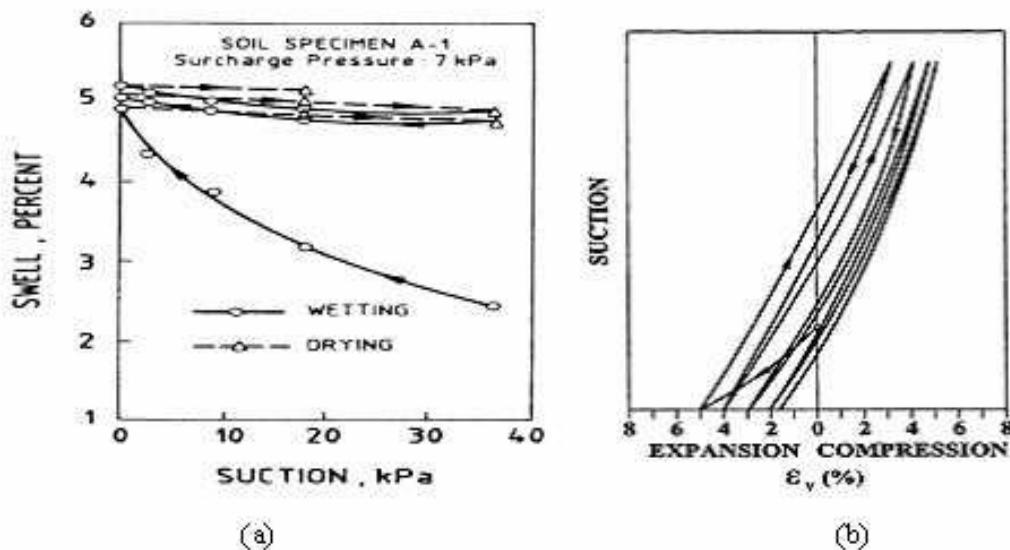


Figure I.28. Cycle de succion a) d'après Chu & Mou (1973) b) d'après Dif & Bluemel (1991).

Alonso *et al.* (1995) ont réalisé des essais de sollicitations hydriques cycliques sous différentes charges verticales constantes (Figure I.29). Le matériau étudié était l'argile de Boom compactée selon une procédure permettant de réaliser des éprouvettes comportant une double structure. Leurs résultats montrent qu'il est possible d'obtenir une accumulation de déformations de compression ou d'extension avec un même type de sol, uniquement en faisant varier la contrainte verticale. Ceci a été confirmé par une étude similaire, présentée par Alonso *et al.* (2001), et menée sur un mélange sable/bentonite. Alonso *et al.* (1995) concluent que la contrainte verticale, par le biais du rapport de préconsolidation (= rapport entre la pression verticale appliquée et la pression de compactage) détermine le comportement du sol sous sollicitations hydriques cycliques.

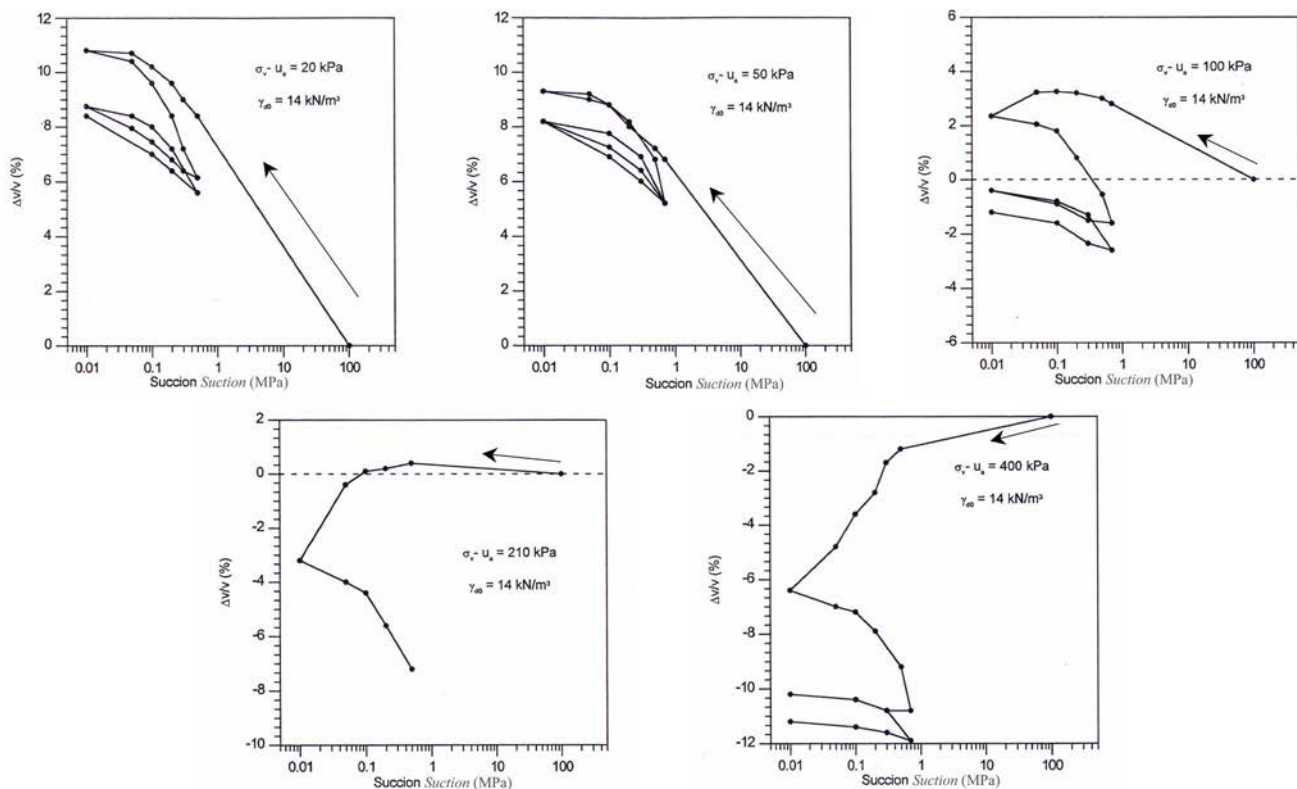


Figure I.29. Variations de volume d'une argile gonflante lors de cycles d'humidification/dessiccation réalisés sous différentes charges verticales constantes (Alonso et al., 1995).

I.9.5. Influence des cycles de succion sur le comportement hydromécanique des sols gonflants

Malgré quelques résultats présentés par différents auteurs mettant en évidence l'apparition de déformations irréversibles lors des cycles d'humidification/drainage, le couplage entre ces sollicitations hydriques complexes et le comportement mécanique n'a été que peu étudié. La compréhension des phénomènes de couplage hydromécanique est donc un enjeu majeur compte tenu des applications sensibles auxquelles sont destinés ces matériaux.

Cuisinier & Masroui (2003) mettent en évidence l'influence des cycles hydriques sur le comportement d'un mélange compacté de bentonite (60 %) et de limon (40 %) avec une succion initiale de 20,5 MPa lors du chargement œdométrique. Les éprouvettes ont subi un cycle hydrique humidification/ séchage entre 8,5 et 20,5 pour l'essai (WDL) et un cycle de séchage/ humidification entre 20,5 et 38,9 MPa pour l'essai (DWL) sous une contrainte verticale de 10 kPa. A la fin de cycle hydrique, un cycle de chargement/déchargement a été appliqué pour les deux essais. Dans les deux cas, ces déformations irréversibles sont de l'ordre de 1% de l'indice des vides initial (Figure I.30). Les paramètres mécaniques déterminés à partir de ces courbes sont reportés dans le tableau I.9 où ils sont comparés à ceux déterminés dans l'essai SD1 dans lequel l'éprouvette était chargée sous une succion imposée de 20,5 MPa mais sans cycle hydrique préalable. Ces essais font apparaître que la

la pente $\lambda(s)$ est réduite par un cycle hydrique débutant par une dessiccation. Ainsi, si une dessiccation est appliquée en premier, une rigidification du matériau est observée alors qu'une humidification tend à provoquer un ramollissement du sol. Ce résultat montre la dépendance de la pente $\lambda(s)$ au chemin de contrainte hydrique.

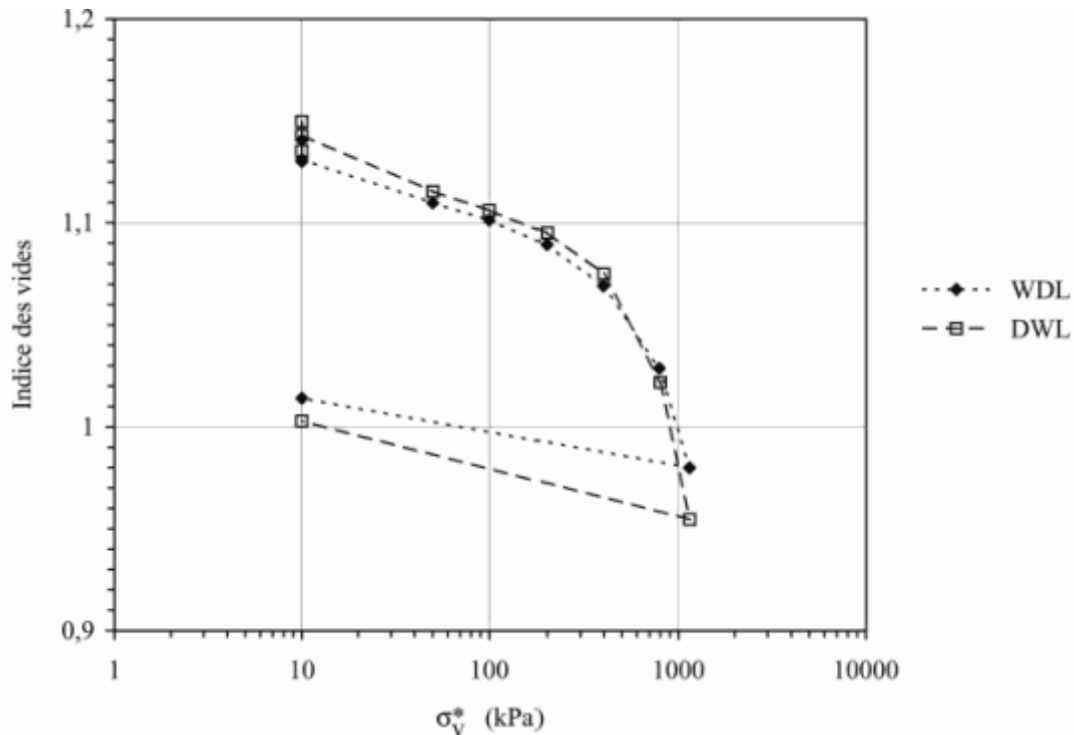


Figure 1.30. Compressibilité du matériau après un cycle hydrique (Cuisinier & Masrouri, 2003)

Tableau I.9. Paramètres mécaniques déterminés dans les essais DWL, WDL et SD1

Essai	κ	$\lambda(s)$	$p_0(s)$ (kPa)
DWL	0,03	0,19	1 100
WDL	0,03	0,29	950
SD1	0,03	0,27	1 000

Wheeler *et al.* (2003) ont étudié l'influence des cycles de mouillage/séchage sur le comportement mécanique d'un mélange compacté de bentonite/kaolin. La figure 1.31-a montre un cycle de chargement/déchargement isotopique (a-b-c) à la succion constante de 200 kPa suivi par un cycle d'humidification/séchage (c-e) et ensuite le deuxième cycle de chargement/déchargement (e-f-g) à la succion constante de 200 kPa. Une augmentation significative du degré de saturation se produit pendant le cycle de mouillage-séchage (c-e), à cause de l'hystérésis hydraulique (Figure 1.31-b). En revanche, aucune compression irréversible n'a été mesurée pendant ce chemin. Pendant le deuxième cycle de chargement isotrope (e-f), la pression de préconsolidation obtenue est plus petite que la valeur de 100

kPa précédemment appliquée. Ceci est dû à l'augmentation du degré de saturation pendant le cycle de mouillage/séchage. Cependant, lorsque le deuxième cycle de chargement continue, la courbe de compression graduellement converge vers la courbe de référence correspondant à un échantillon de même matériau qui n'avait pas été soumis à un cycle de mouillage-séchage.

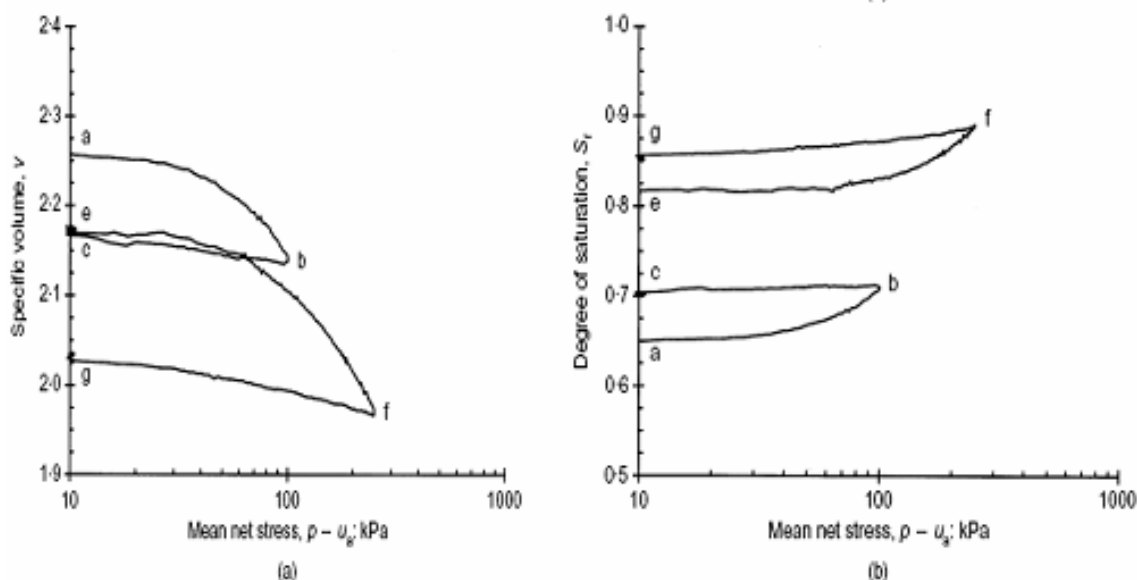


Figure I.31. Comportement mécanique et hydrique d'un mélange compacté de bentonite/kaolin à la succion constante 200 kPa (Wheeler et al., 2003).

I.9.6. Conclusion

Cette étude bibliographique met l'accent sur l'importance des chemins de contrainte hydrique sur le comportement mécanique des sols gonflants. Bien que, plusieurs auteurs ont étudié l'influence d'un ou de plusieurs cycles hydriques sur les variations de l'indice des vides des sols gonflants, les études montrant clairement l'influence de plusieurs cycles de succion sur l'ensemble des paramètres de compressibilité des sols gonflants sont encore assez rares.

I.10. MODELISATION DE BARCELONE POUR SOLS GONFLANTS (BEXM)

Différents modèles élastoplastiques ont été développés pour décrire le comportement des sols non saturés (Alonso et al. 1987, Karube & Kato 1989, Kohgo et al. 1991 ; Gallipoli et al. 2003, Wheeler et al. 2003, ...). Alonso et al. (1987, 1990) ont proposé un modèle élastoplastique pour les sols non saturés non gonflants *BBM* (*B*arcelona *B*asic *M*odel). Ce modèle est une extension du modèle de Cam-Clay modifié (Roscoe & Burland, 1968) dans le domaine des sols non saturés, il a été révisé pour les sols gonflants sous l'appellation

BExM (*Barcelona Expansive Model*) (Gens & Alonso 1992, Alonso *et al.* 1999). Nous allons retenir le modèle BExM pour interpréter nos résultats dans ce mémoire.

I.10.1. Description du modèle BExM

Le point de départ de leur modèle est le constat de l'existence de différents niveaux structuraux dans un sol gonflant. Les auteurs, par souci de simplification, ne retiennent que deux niveaux structuraux. L'élaboration de leur modèle repose sur un certain nombre d'hypothèses :

- la microstructure reste saturée quel que soit le niveau de succion ; le concept de contrainte effective est donc considéré comme applicable au niveau microstructural ;
- les équilibres mécaniques, hydriques et chimiques sont réalisés entre la macro- et la microstructure ;
- les déformations de la microstructure sont purement élastiques et volumiques ;
- le couplage entre la micro- et la macrostructure se traduit par la création de déformations plastiques macrostructurales ε_{vM}^p , à partir de déformations microstructurales élastiques ε_{vm}^e ;
- le comportement de la microstructure est indépendant du comportement de la macrostructure, l'inverse n'étant pas vrai.

La première hypothèse implique que l'incrément de déformation élastique microstructurale ε_{vm}^e , ne dépend que de l'incrément de contrainte effective. Il est possible de construire dans le plan (p,s) une ligne d'équation $p + s = cte$. Cette ligne est orientée à 45° par rapport aux axes, qui représente les états pour lesquels il n'y a aucune déformation microstructurale (Figure I.32). Cette ligne est la NL (Neutral Line), elle sépare la zone de gonflement microstructural de la zone de retrait microstructural.

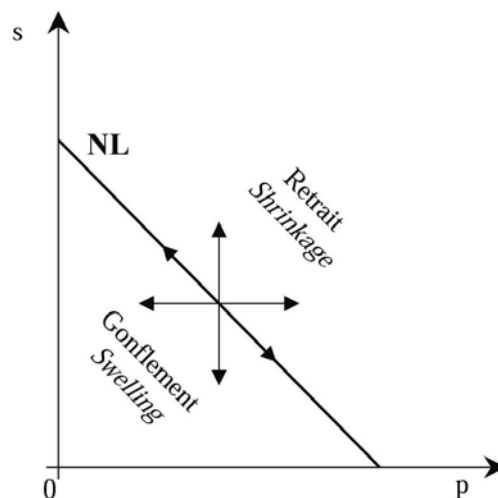


Figure I.32. Représentation de la courbe NL.

Les déformations microstructurales élastiques ε_{vm}^e affectent l'organisation de la macrostructure. Au-delà d'un certain point de variation de la contrainte effective au niveau microstructural, les déformations macrostructurales plastiques apparaissent avec deux cas possibles :

- soit la contrainte effective ou la succion diminue, la microstructure gonfle provoquant l'apparition, au-delà d'un certain seuil, d'un gonflement irréversible, ce qui permet de définir la surface de charge SD (Suction Decrease) ;
- soit la contrainte effective ou la succion augmente, la microstructure se rétracte créant une réduction de volume irréversible à partir d'un seuil, ce qui permet de définir la surface de charge SI (Suction Increase).

L'ensemble des surfaces de charge introduites dans le BExM est représenté sur la figure I.33. En première approximation, les deux surfaces SI et SD sont prises parallèles à la NL. A partir de l'expression de la NL, il est possible de définir l'équation de la SI : $p + s - s_0 = 0$ et de la SD : $p + s - s_h = 0$. Les auteurs supposent que la courbe LC, telle que définie dans le modèle de Barcelone initial, permet de décrire le comportement macrostructural :

$$\left(\frac{p_0}{p_c} \right) = \left(\frac{p_0^*}{p_c} \right)^{\frac{\lambda(0) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa}} \quad (6)$$

$$\text{avec } \lambda(s) = \lambda(0) [(1-r) \exp(-\beta s) + r] \quad (7)$$

où :

- $\lambda(s)$: pente de compression vierge à la succion s ;
- $\lambda(0)$: pente de compression vierge sous une succion nulle ;
- p_c : pression de référence ;
- p_0 : pression de préconsolidation apparente sous la succion s ;
- p_0^* : pression de préconsolidation apparente sous une succion nulle ;
- r : paramètre égal au rapport entre $\lambda(s \rightarrow \infty) / \lambda(0)$;
- β : contrôle le taux d'augmentation de la raideur avec la succion.

Comme pour le modèle BBM, les déformations élastiques de macrostructure sont données par :

$$d\varepsilon_{VM}^e = \frac{dp}{K_t} + \frac{ds}{K_s} \quad \text{avec } K_t = \frac{(1+e_M).p}{\kappa} \quad \text{et } K_s = \frac{(1+e_M).(s+p_{atm})}{\kappa_s} \quad (8)$$

où κ est la pente de déchargement ; κ_s est la pente de la partie élastique de la courbe de compression hydrique et e_M est l'indice des vides de la macrostructure.

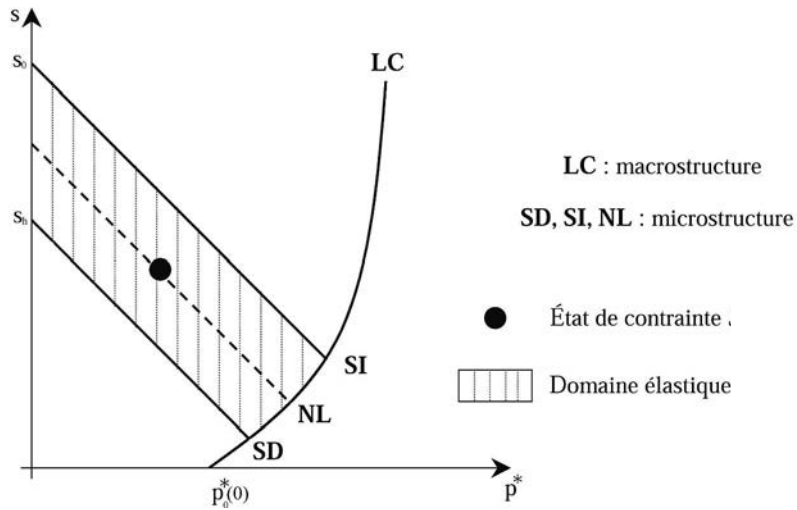


Figure I.33. Surface de charge du BExM

I.10.2. Comportement de la microstructure et couplage micro-macro

Les auteurs suggèrent l'utilisation du modèle de la double couche diffuse pour décrire les variations de volume de la microstructure en fonction de la contrainte effective. La limite de ce type d'approche est qu'elle ne prend en compte que le comportement d'une plaquette individuelle, alors que la microstructure telle que définie dans ce modèle est constituée d'un assemblage hétérogène de plaquette. Une alternative proposée par Alonso *et al.* (1999) repose sur la prise en compte de l'agrégat en le décrivant avec les propriétés habituelles en milieu saturé. Le comportement étant supposé parfaitement élastique, il n'y a donc plus qu'un seul paramètre à déterminer pour la partie micro : la pente de déchargement de la microstructure (K_m) :

$$d\varepsilon_{vm}^e = \frac{d(p+s)}{K_m} \text{ avec } K_m = \frac{e^{\alpha_m(p+s)}}{\beta_m} \text{ ou } K_m = \frac{(1+e_m)(p+s)}{\kappa_m} \quad (9)$$

où κ_m , α_m et β_m sont les paramètres constants et e_m est l'indice des vides de microstructure.

Le couplage micro-macro traduit le fait que l'activation des surfaces de charge SI et SD, provoque l'activation de la courbe LC, tandis que l'activation de LC ne provoque pas de déplacement des surfaces de charge SD et SI.

Le couplage micro-macro tient compte dans ce modèle de l'effet des cycles d'humidification et de séchage. Pour des charges appliquées faibles, les déformations plastiques durant l'humidification sont supérieures aux déformations plastiques durant le séchage, ce qui aboutit à un gonflement global à la fin des cycles d'humidification et de séchage. Pour des charges appliquées assez élevées, les déformations plastiques durant le séchage sont plus importantes que les déformations plastiques durant l'humidification ce qui aboutit à un retrait global à la fin des cycles d'humidification-séchage (Figure I.34).

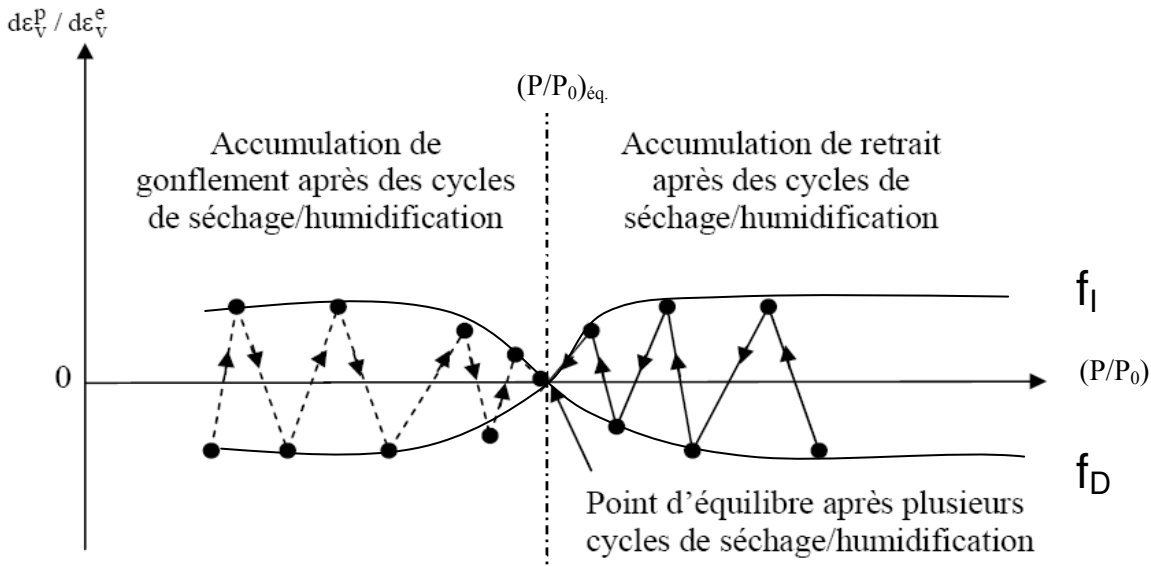


Figure 1.34. Couplage entre la micro- et la macrostructure

La déformation plastique de macrostructure peut maintenant être calculée comme une fonction d'interaction, f_I ou f_D , définie par les équations $d\varepsilon_{VM}^p = f_D \cdot d\varepsilon_{vm}^e$ lorsque SD est activé et $d\varepsilon_{VM}^p = f_I d\varepsilon_{vm}^e$ lorsque SI est activé. Ces fonctions d'interaction peuvent être reliées au rapport $\frac{p}{p_0}$, où p est la contrainte nette appliquée et p_0 est la contrainte de préconsolidation correspondant à la succion appliquée. Le tableau 1.10 présente les différentes équations proposées pour ces deux fonctions d'interaction.

Tableau 1.10. Expressions de couplage entre la micro- et la macrostructure

Reference	Expression	Parameters	Material
Alonso <i>et al.</i> (1999)	$f_I = f_{I0} + f_{I1} \left(\frac{p}{p_0}\right)^{n_I}$	f_{I0}, f_{I1} et n_I	Argile de Boom
	$f_D = f_{D0} + f_{D1} \left(1 - \frac{p}{p_0}\right)^{n_D}$	f_{D0}, f_{D1} et n_D	
Lloret <i>et al.</i> (2003)	$f_I = a_I + b_I \tanh\left[c_I \left(\frac{p}{p_0}\right) - d_I\right]$	a_I, b_I, c_I et d_I	Bentonite contenant plus de 90% de montmorillonite
	$f_D = a_D + b_D \tanh\left[c_D \left(\frac{p}{p_0}\right) - d_D\right]$	a_D, b_D, c_D et d_D	
Alonso <i>et al.</i> (2005)	$f_I = \frac{f_{I1} - f_{I2}}{\pi} a \tan\left[k_I \left(\frac{p}{p_0} - x_I\right)\right] + \frac{f_{I1} + f_{I2}}{2}$	f_{I1}, f_{I2}, k_I et x_I	Mélange de bentonite - sable
	$f_D = \frac{f_{D1} - f_{D2}}{\pi} a \tan\left[k_D \left(\frac{p}{p_0} - x_D\right)\right] + \frac{f_{D1} + f_{D2}}{2}$	f_{D1}, f_{D2}, k_D et x_D	

Les lois d'érouissage des surfaces de charges du modèle sont données par :

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{(1 + e_M)}{(\lambda(0) - \kappa)} (d\epsilon_{vSI}^p + d\epsilon_{vSD}^p + d\epsilon_{vLC}^p) \quad (10)$$

$$ds_h = \frac{(1 + e_m)(p + s)}{\kappa_m} (d\epsilon_{vSI}^p + d\epsilon_{vSD}^p) = ds_o \quad (11)$$

où $d\epsilon_{vSD}^p$, $d\epsilon_{vSI}^p$ et $d\epsilon_{vSD}^p$ sont les déformations plastiques dues à l'activation respectivement du SD, SI et LC.

I.10.3. Simplification du modèle BExM

L'adoption d'un processus systématique simple pour déterminer les paramètres de modèle BExM est rendu compliqué par le couplage micro-macro. Par conséquent, Alonso et al. (2005) ont décidé d'introduire quelques hypothèses simplifiées même si la capacité du modèle en est réduite, selon les points suivants :

- les déformations microstructurales sont gouvernées par des variations de la contrainte effective $(p+s)$. Cette hypothèse met en évidence une microstructure saturée et permet d'éliminer l'introduction de la courbe de rétention de microstructure ;
- les déformations élastiques engendrées par la succion sont considérées seulement pour la microstructure, i.e. les déformations macrostructurales élastiques induites par la succion sont négligées ($\kappa_s=0$) ;
- il a été supposé que les surfaces de charge SI et SD sont toujours activées quand la succion change pendant l'application des cycles d'humidification et de dessiccation. Autrement dit, le domaine élastique entouré par SI et SD, est négligeable.

Les deux premières hypothèses aboutissent à l'équation 12 pour déterminer les déformations élastiques volumiques induites par la variation de succion de la valeur initiale s_i à la valeur finale s_f :

$$d\epsilon_{vm}^e = \frac{\kappa_m}{1 + e_0} \ln\left(\frac{p + s_f}{p + s_i}\right) \quad (12)$$

L'équation 12 produit aussi une relation pour obtenir les déformations élastiques dans la gamme de succion de valeur initiale s_i à la valeur finale s_f . La déformation plastique induite par la variation de succion imposée peut être calculée par la différence de la déformation totale et élastique. Par conséquent, les fonctions d'interaction, f_1 et f_D , définies dans le tableau I.10, peuvent être obtenues pour le matériau. Il faut ensuite relier ces fonctions au

rapport (σ_v/σ_{v0}) , où σ_v est la contrainte verticale nette appliquée et σ_{v0} est la contrainte verticale de préconsolidation correspondant à la succion appliquée. Il est délicat de calculer la valeur appropriée de σ_{v0} pour une gamme étendue de succions appliquées. Cette valeur de σ_{v0} a donc été substituée par la contrainte verticale de préconsolidation saturée (σ_{v0}^*). Le σ_{v0}^* pourrait être trouvé à partir de l'équation d'écrouissage (2) et la déformation plastique mesurée qui produit :

$$\frac{\Delta\sigma_{v0}^*}{\sigma_{v0}^*} = (1+e) \frac{\Delta e_v^p}{(\lambda(0) - \kappa)} \quad (13)$$

Le calcul des fonctions d'interaction à la base des cycles de succion appliquée peut être résumé aux points suivants :

- la déformation élastique est calculée pour chaque cycle de succion à partir de la valeur de κ_m obtenue ;
- la déformation plastique est obtenue par la différence de la déformation totale et élastique ;
- le rapport de $(\frac{\sigma_v}{\sigma_{v0}^*})$ est obtenu pour chaque cycle de succion où σ_v est la contrainte verticale nette appliquée et σ_{v0}^* est la contrainte verticale de préconsolidation saturée;
- le rapport (déformation plastique/déformation élastique microstructurale) est présenté en fonction du rapport $\frac{\sigma_v}{\sigma_{v0}^*}$ pour chaque cycle de succion. Les valeurs expérimentales des fonctions d'interaction sont ainsi obtenues.

I.10.4. Performances et limites du modèle BExM

Le modèle BExM a fait l'objet d'un grand nombre de travaux de validation (LLoret *et al.* 2003, Sanchez *et al.* 2005, Alonso *et al.* 2005). L'introduction des surfaces de charge SD et SI permet de reproduire le gonflement ou le retrait irréversible lors d'une humidification ou d'un séchage. De même, il autorise la modélisation des variations de volume enregistrées au cours de cycles hydriques successifs en intégrant l'influence de la charge verticale. Ce modèle introduit aussi un couplage entre le comportement hydrique du sol et son comportement mécanique.

Le modèle introduit le coefficient de Bishop (χ) comme un paramètre de calcul de la contrainte effective généralement supposé égal au degré de saturation. La détermination du paramètre χ est difficile expérimentalement car ce paramètre dépend en réalité de nombreux

facteurs tels que le type de sol, sa structure et son indice des vides. Pour simplifier ce problème, on suppose ce paramètre toujours égal à 1 dans le modèle. Cette hypothèse nécessite que la microstructure reste saturée quel que soit le niveau de succion, ce qui n'est pas forcément vérifié dans la gamme des très fortes succions.

Le calcul des déformations volumiques engendrées par des cycles hydriques repose sur la connaissance de deux fonctions de couplage qui restent difficiles à déterminer expérimentalement.

Les modèles existants (Gens & Alonso, 1992 ; Alonso *et al.*, 1999) ne considèrent pas l'influence du degré de saturation. Les approches pour considérer le degré de saturation comme un paramètre important semblent nécessaires à être combinées avec les modèles classiques existants (Wheeler *et al.*, 2003).

En plus de l'influence du degré de saturation sur les déformations volumiques, Gallipoli *et al.* (2003) supposent que les déformations volumiques dues au chargement mécanique influencent aussi le degré de saturation. Autrement dit, la variation de contraintes appliquées modifie l'indice des vides et introduit des variations volumique qui influencent directement la succion. Ils ont développé un modèle modifié sur la courbe de rétention de l'eau, qui prend en compte l'influence des contraintes volumétriques sur le degré de saturation. Vaunat *et al.* (2000) ont étudié les effets des déformations volumiques et de l'hystérésis hydraulique sur la variation du degré de saturation.

I.11. METHODES EXPERIMENTALES

L'étude du comportement hydromécanique des sols gonflants requiert l'utilisation de dispositifs expérimentaux permettant d'imposer la succion dans une très large gamme, entre 0 et plusieurs centaines de MPa. Dans ce qui suit, nous allons rappeler brièvement les différentes méthodes d'imposition et de mesure de succion, ainsi que les techniques expérimentales utilisées dans ce travail.

I.11.1. Méthodes de mesure et d'imposition de la succion utilisées

Le tableau I.11 montre la gamme accessible pour chaque technique de mesure et d'imposition de succion. La méthode du papier filtre permet de mesurer une étendue de succion totale et matricielle.

Plusieurs méthodes d'imposition de succion sont nécessaires pour étudier la succion dans la gamme de 0 et 1000 MPa (Tableau I.11). Dans cette étude, la méthode osmotique et la méthode de solution saline ont été retenues.

Tableau I.11. Techniques de mesure ou d'imposition de la succion.

Technique	Référence	Gamme de succion appliquée (MPa)	Description
Papier filtre	Gardner (1937) Fawcett & Collis-George (1967)	0-300	Mesure de succion totale et matricielle
Plaque tensiométrique	Richards & Gardner (1938)	0 - 0,1	Imposition de succion matricielle
Psychromètre	Spanner (1951)	0 - 8,5	Mesure de succion matricielle
Surpression d'air	Richards (1935) Escario & Saez (1973) Villar (1995)	0 - 14	Imposition de succion matricielle
Osmotique	Zur (1966)	0 - 8,5	Imposition de succion matricielle
Solution saline	Esteban (1990)	8,5 - 300	Imposition de succion totale

I.11.1.1. Mesure de succion

Dans ce travail, la méthode du papier filtre a été retenue pour l'ensemble des succions. La procédure de détermination des composantes de la succion d'un sol par cette méthode est exposée dans la norme ASTM D 5298 – 94 (1995). La méthode de papier filtre consiste à disposer au contact d'une éprouvette un papier filtre et à placer l'ensemble dans une enceinte close. Dans cette enceinte est introduit un autre papier qui n'est pas en contact avec l'éprouvette. Une fois l'équilibre atteint, la teneur en eau de chaque papier est déterminée. La succion correspondant à cette teneur en eau, évaluée en utilisant la courbe d'étalonnage du papier, est égale à celle du sol. Dans le cas où le papier filtre est en contact avec le sol, on mesure la succion matricielle, en revanche, s'il n'y a pas de contact, on détermine alors la succion totale du sol. Le papier filtre utilisé est le papier Whatman n°42. Ils ont initialement desséchés dans un dessiccateur sous une succion de 287,9 MPa. Les succions ont été mesurées à partir de la courbe d'étalonnage de ce papier filtre déterminée par Amraoui (1996).

I.11.1.2. Techniques expérimentales utilisées pour l'imposition de la succion

Les techniques d'imposition de la succion ont été employées pour déterminer la courbe de rétention du matériau. Les solutions salines ont été utilisées pour l'imposition de très fortes succions dans la gamme de succions supérieures à 8,5 MPa. Afin de compléter la

courbe de rétention dans la gamme des succions inférieures à 8,5 MPa, la méthode osmotique a été employée.

- Technique osmotique

La technique osmotique provient de la biologie, où elle est utilisée en particulier pour les dialyses. Elle est basée sur l'utilisation d'une membrane semi-perméable et d'une solution aqueuse de molécules organiques de polyéthylène glycol (PEG) de grande taille ayant une masse molaire considérable, de 1000 à 20000 da (1 Dalton, Da = 1.6605 10⁻²⁴ g). Le principe de cette méthode osmotique est de mettre en contact une éprouvette de sol et une solution de macromolécules en insérant entre les deux une membrane semi-perméable (Zur, 1966). Celle-ci empêche le passage des macromolécules de la solution vers l'éprouvette mais elle permet les échanges d'eau. Les mouvements d'eau, et donc la succion, sont contrôlés par le phénomène d'osmose : plus la concentration en macromolécules est élevée, plus la succion imposée est forte. La relation entre la concentration en macromolécules et la succion a été caractérisée par différents auteurs (Williams et Shaykewich 1969; Delage *et al.* 1998; Cuisinier et Masrouri 2001). Cui (1993) a montré que cette relation d'étalonnage était ajustée par une relation parabolique empirique, de la forme :

$$s = 11c^2 \quad (14)$$

s : succion (MPa) ;

c : concentration de PEG exprimée en g de PEG par g d'eau.

Le détail du mode opératoire utilisé pour la méthode osmotique est donné dans l'annexe 3.

- Technique de solution saline

L'imposition d'une certaine humidité relative à une éprouvette de sol au moyen d'une solution saline permet de contrôler la succion de ce sol. L'humidité relative Hr, est reliée à la succion s, par la loi de Kelvin :

$$\Delta s = -\gamma_w \frac{R T}{M g} \ln(Hr) \quad (15)$$

avec γ_w le poids volumique de l'eau (9,81 kN·m⁻³), g l'accélération de la pesanteur, M la masse molaire de l'eau (0,018 kg·mol⁻¹), R la constante des gaz parfaits (8,31 J·mol⁻¹·K⁻¹) et T la température absolue (K). Cependant, cette méthode est influencée par un certain nombre des paramètres tels que le type de solution, la pression et la température.

Quelques recommandations sur l'emploi des solutions salines pour imposer la succion sont :

- utilisation de solutions salines saturées ;
- limitation des fluctuations de température ;

- sélection des sels dont l'humidité relative imposée est la moins sensible aux fluctuations de la température.

Afin de limiter l'influence de la température, les sels non toxiques et peu sensibles à la température ont été sélectionnés. Les sels retenus sont donnés pour une température de $20 \pm 0,1^\circ\text{C}$ dans le tableau I.12. Ils permettent d'imposer la succion entre 8,5 et 287,9 MPa.

Tableau I.12. Caractéristiques des sels sélectionnés

Sel	Solubilité ^{a,c} (g de sel par litre d'eau)	Humidité relative ^{a,b} (%)	Succion imposée ^a (MPa)
LiCl, x H ₂ O	827	12	287,9
MgCl ₂ , 6 H ₂ O	567	33	150,6
K ₂ CO ₃ , 2 H ₂ O	1097	44	113,2
Mg(NO ₃) ₂ , 6 H ₂ O	689	54	83,6
NaCl	360	75	38,9
KCl	341	86	20,5
KNO ₃	320	94	8,5

a : les valeurs de ce tableau sont données pour une température de $20 \pm 0,1^\circ\text{C}$;

b : norme ISO 483 ;

c : Lide (2002), pp. 8.108 – 8.116.

Le détail du mode opératoire utilisé pour la méthode de solution saline est donné dans l'annexe 4.

I.11.2. Mesure de volume total des échantillons

Afin de présenter les cinq plans représentatifs de courbe de rétention, il est nécessaire de mesurer le volume final des échantillons à la fin de chaque phase de l'application de succion. Le volume de l'échantillon est mesuré par son immersion dans le kerdane. Cette méthode a été décrite par Tessier (1975) (cité par Zerhouni 1991). La densité de kerdane est environ de 0,785. Le kerdane est non miscible et s'évapore à 105°C .

Le volume total de l'échantillon est calculé par la relation :

$$V = \frac{(p_{hk} - p_{imm})}{\gamma_k} \quad (16)$$

où (p_{hk}) est le poids humide de l'échantillon imbibé de kerdane, (p_{imm}) est le poids d'immersion de l'échantillon dans le kerdane et le poids volumique de kerdane (γ_k). Tous les paramètres caractéristiques du sol tels que la teneur en eau, l'indice des vides, le degré de saturation, le poids volumique sec et humide, etc. ; sont obtenus en mesurant le poids initial humide et final sec de l'échantillon.

I.11.3. Essai œdométrique osmotique

Les études expérimentales des cycles d'humidification/séchage sur les matériaux étudiés nécessitent l'utilisation d'appareils œdométriques permettant l'imposition de succion. Les courbes de compressibilité à succion contrôlée doivent se faire dans un intervalle de succion assez vaste. La méthode sélectionnée est la méthode osmotique pour laquelle il est possible d'appliquer une succion allant de zéro à plusieurs dizaines de MPa, avec 8,5 MPa étant le maximum.

I.11.3.1. Description de l'appareil

Le dispositif œdométrique employé pour la réalisation des essais de cette étude s'inspire de la cellule présentée par Kassif & Ben Shalom (1971) et modifiée par Delage *et al.* (1992). Cet appareil correspond en fait à une cellule œdométrique classique, transformée de manière à permettre la circulation de la solution osmotique au niveau de la face inférieure de l'éprouvette. L'ensemble du système (Figure I.35) comprend les éléments suivants : une cellule œdométrique à embase modifiée pour permettre la circulation de la solution ; un tamis collé sur l'embase qui permet d'éviter le comblement du système de circulation de l'embase lors du gonflement de l'éprouvette ; une membrane semi-perméable en triacétate de cellulose de référence commerciale Spectra/Por® n° 3 avec un MWCO de 3500 Da pour le PEG 6 000 ; un piston à la base duquel est fixée une plaque poreuse en acier fritté qui permet de maintenir la pression de l'air de l'éprouvette à la pression atmosphérique tout au long de l'essai ; un système de pompe et de tuyaux assurant la circulation de la solution osmotique et le renouvellement constant de celle-ci au niveau de l'éprouvette pendant toute la durée de l'essai ; un réservoir de solution osmotique d'un litre, ce qui est suffisamment important pour que les échanges d'eau entre la solution et l'éprouvette ne fassent pas varier significativement au cours de l'essai la concentration de la solution et donc la succion imposée.

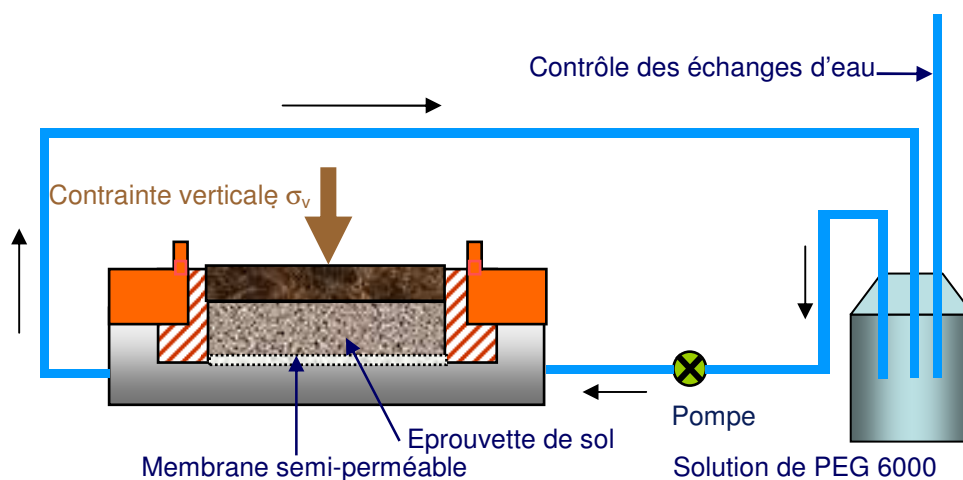


Figure I.35. Schéma de principe du dispositif œdométrique osmotique

Le diamètre de l'éprouvette est de 7 cm. L'ensemble du dispositif a été placé dans une salle climatisée à $20 \pm 1,5^\circ\text{C}$, les réservoirs de solution osmotique étant eux-mêmes introduits dans un bain d'eau maintenu à une température de $20 \pm 0,1^\circ\text{C}$. L'humidité relative de la salle d'expérience est comprise entre 60 et 70 %.

Les membranes semi-perméables utilisées peuvent être dégradées par les bactéries naturellement présentes dans le sol. Afin de limiter leur action et de prolonger la durée de vie de la membrane, quelques gouttes de pénicilline ont été ajoutées dans chaque solution élaborée. Dans la même optique, l'eau utilisée pour préparer les éprouvettes était aussi traitée par antibiotique. Cette méthode a permis la réalisation d'essais d'une durée de deux mois et demi sans constater de dégradation de la membrane.

Les solutions osmotiques sont préparées avec de l'eau distillée. Il est indispensable de laisser s'écouler environ deux jours entre la préparation et l'utilisation d'une solution ; ce délai permet en effet la stabilisation de la densité de la solution (Cui, 1993).

La pompe employée est une pompe péristaltique qui présente l'avantage de ne pas mettre directement en contact les pièces de la pompe et la solution. Cependant, ces pompes fonctionnent par écrasement d'un tuyau dont la durée de vie dépend pour beaucoup de la viscosité de la solution ; plus celle-ci est visqueuse, plus la durée de vie est courte. Afin d'augmenter la durée de vie du tuyau, des tuyaux en Norprène Pharmed® ont été employés, et la vitesse de circulation du fluide a été réduite au minimum. Avec ce type de tuyau, aucun signe de fatigue n'est visible au bout de 2 mois et demi d'essai, hormis un léger écrasement.

Les réservoirs de solution osmotique sont reliés à des capillaires gradués qui permettent l'estimation du volume d'eau échangé entre l'éprouvette et la solution osmotique au cours d'un essai. Cette mesure peut cependant être perturbée par l'évaporation qui peut avoir lieu au niveau des différentes parties du système de circulation. Pour limiter l'évaporation, les cellules œdométriques ont été entourées de papier cellophane, et le couvercle du piston rempli de solution osmotique, ce qui permet de maintenir une humidité relative importante au niveau de l'éprouvette.

Les déplacements verticaux sont mesurés à l'aide d'un capteur de déplacement de type LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*) relié à une centrale d'acquisition et un ordinateur. L'ensemble de la chaîne de mesure a été étalonné tous les 6 mois environ. Les capteurs de déplacements utilisés permettent d'avoir une précision sur les variations de l'indice des vides de l'ordre de $\pm 0,5\%$. Les déformations verticales ont été corrigées en prenant en compte les déformations du système "bâti cellule capteur" qui ont été évaluées en utilisant une cale en acier pouvant être considérée comme indéformable, la membrane semi-perméable étant en place.

I.11.3.2. Temps nécessaire pour atteindre l'équilibre lors de l'imposition d'une succion donnée

Lorsqu'une succion est appliquée à une éprouvette, un certain temps est nécessaire pour que la valeur de la succion à l'intérieur de l'éprouvette s'équilibre avec la succion imposée. Ce temps dépend des propriétés des matériaux testés et de la différence entre la succion initiale de l'éprouvette et la succion imposée. Vicol (1990) signale une durée de palier hydrique de l'ordre de 70 h en utilisant un limon non gonflant compacté. Kassif et Ben Shalom (1971) indiquent une durée de palier hydrique d'une journée seulement sur une argile gonflante alors que Guiras-Skandaji (1996) estime que ce temps est compris entre 8 et 10 jours en travaillant sur une bentonite calcique. Cuisinier (2002) montre qu'il est nécessaire d'attendre 10 jours pour atteindre l'équilibre hydrique lorsqu'une succion de 1,2 MPa est imposée à une éprouvette dont la succion initiale est de 20 MPa. Il est vraisemblable que si la différence entre la succion initiale et la succion imposée est petite, le temps d'équilibre s'en trouve réduit. On peut donc penser que ce temps de 10 jours représente un maximum.

Cuisinier (2002) indique aussi que les volumes d'eau échangés déterminés par le système de mesure sont sous estimés de manière significative par rapport à la réalité. Une origine possible de cette différence est l'évaporation qui peut avoir lieu au niveau de l'espace annulaire qui existe entre le piston et la chemise. Afin de vérifier cette hypothèse, une succion de 4 MPa a été appliquée à une éprouvette placée dans une cellule œdométrique osmotique à l'aide d'une solution de PEG 6 000. Après une dizaine de jours, les teneurs en eau des parties inférieure et supérieure de l'éprouvette ont été mesurées. La comparaison des deux montre une différence de teneur en eau de l'ordre de 0,5 %, la partie la plus humide étant celle au contact de la membrane. Ce résultat semble confirmer l'hypothèse de l'évaporation au niveau de la partie supérieure de l'éprouvette. Une autre explication possible est que, même au bout de ce délai, l'équilibre hydrique au sein de l'éprouvette n'est pas atteint en raison de la très faible perméabilité du matériau.

I.11.3.3. Mode de chargement mécanique

Le mode de chargement mécanique qui a été retenu dans les essais utilisant les œdomètres osmotiques est le chargement par paliers successifs, les dispositifs ne permettant pas d'appliquer un chargement continu. Cependant, le chargement par paliers peut perturber l'interprétation d'essais hydromécaniques. En effet, les différents paramètres mécaniques qui peuvent être obtenus à partir des courbes de compressibilité dépendent du mode de chargement adopté. Cui (1993) a comparé les résultats d'essais à succion contrôlée avec chargement par paliers ou quasi-continu. Dans le cas de chargement discontinu, la pression de préconsolidation apparente est sous-estimée de même que les

penes de compressibilité. Ainsi, Guiras-Skandaji (1996) a montré selon que les incréments de charge étaient effectués toutes les 24 h ou bien après avoir atteint l'équilibre des déformations, les paramètres étaient significativement différents. Un temps d'attente de 24 h conduit à sous-estimer la pression de préconsolidation apparente ainsi que les penes de compressibilité.

Afin de limiter l'influence du mode de chargement retenu, il a été décidé d'attendre la stabilisation des déformations de l'éprouvette avant d'appliquer l'incrément de charge suivant. L'équilibre des déformations peut être considéré comme atteint au bout d'un délai compris entre 1 et 3 jours.

I.11.4. Conclusion

Cette partie a été l'occasion de présenter l'ensemble des techniques expérimentales qui seront utilisées dans la suite de ce travail. Pour déterminer la courbe de rétention du matériau, deux méthodes d'imposition de succion sont utilisées : la méthode osmotique entre 0 et 8,5 MPa grâce à l'utilisation du PEG 6 000 et la méthode des solutions salines saturées pour les succions allant de 8,5 à 300 MPa. Le volume des échantillons est mesuré par l'immersion dans le kerdane. Les mesures de succion initiale des matériaux étudiés sont réalisées à partir de la méthode de papier filtre. Le comportement hydromécanique des sols argileux est étudié par l'œdomètre combiné avec l'imposition de succion par la méthode osmotique.

I.12. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons présenté une étude bibliographique générale sur les particularités des sols gonflants : *i)* identification, *ii)* structure interne, *iii)* courbe de rétention et *iv)* comportement hydromécanique.

Ces sols très utilisés dans les sites d'enfouissement de déchet pour leur propriété de rétention d'eau, leur faible perméabilité et leur capacité d'autocicatrisation, posent d'importants problèmes de tassements lors des modifications hydriques sous des charges mécaniques constantes particulièrement en ce qui concerne les fondations des bâtiments individuels.

Il est donc essentiel de mieux appréhender leur comportement hydromécanique couplé. Notre étude bibliographique concernant les modèles développés pour les matériaux gonflants, a mis en évidence un manque manifeste de données disponibles sur l'influence combinée des cycles de succion et le comportement mécanique de ces sols.

L'objectif principal des chapitres suivants est d'apporter quelques éléments de réponse à l'influence d'un ou plusieurs cycles hydriques sur la compressibilité des matériaux gonflants compactés et naturels dans les œdomètres osmotiques.

CHAPITRE II. RETRAIT/GONFLEMENT D'UN SOL GONFLANT COMPACTÉ

II.1. INTRODUCTION

Ce chapitre regroupe l'ensemble des essais expérimentaux conduits sur un mélange de bentonite/limon compacté. Ces essais sont organisés selon trois axes principaux : la caractérisation physique, géotechnique et microstructurale, la détermination de la courbe de rétention du matériau et l'étude du comportement hydromécanique en fonction de différents chemins de contrainte suivis. L'influence des cycles de séchage/humidification sur la courbe de compressibilité œdométrique du sol a été plus particulièrement étudiée. L'interprétation de des résultats obtenus a permis de déterminer les différentes surfaces de charge du matériau et l'ensemble des paramètres du modèle BExM (Alonso *et al.*, 1999) qui prend en compte l'accumulation des déformations lors de l'application de différents chemins de chargement.

II.2. MATERIAU ETUDIE

Le matériau support de l'étude est le mélange d'un limon de la région de Nancy (limon de Xeuilley) et d'une bentonite calcique. Ce mélange a fait l'objet de nombreuses études au sein du LAEGO (Guiras-Skandaji, 1996 ; Tabani, 1999 ; Rolland, 2002 et Cuisinier 2002).

II.2.1. Paramètres d'identification

Les matériaux sont séchés avant leur mélange par un étuvage à 60-70 °C durant plusieurs jours. Ensuite, le limon de Xeuilley est broyé puis tamisé (< 400µm). La bentonite est également tamisée (< 400µm) de manière à retirer les différentes impuretés qu'elle peut contenir (débris de roche, ...). Le mélange des deux matériaux dans la proportion massique de 60 % de bentonite et de 40 % de limon est réalisé par malaxage manuel, les deux matériaux étant totalement secs.

L'analyse par Diffractométrie des Rayons X (DRX) a permis de caractériser la minéralogie de la bentonite et du limon (Tableau II.1). La bentonite est composée de smectite dioctaédrique (montmorillonite ou beidellite) à compensation calcique.

Tableau II.1. Caractéristiques minéralogiques des matériaux étudiés

	Quartz	Montmorillonite	Kaolinite	Feldspath	Mica	Calcite
Limon de Xeuilley	60	20	4 à 5	11	4 à 5	---
Bentonite	5 à 10	90	traces	---	---	1

Les principales propriétés géotechniques des matériaux ont été déterminées et sont reportées dans le tableau II.2.

Tableau II.2. Caractéristiques géotechniques des matériaux étudiés (Rolland, 2002)

	Limon de Xeuilley	Bentonite	Mélange
Limite de liquidité (%)	42	111	87
Limite de plasticité (%)	37	81	65
Indice de plasticité (%)	5	30	22
Valeur de bleu (g/100 g)	4,4	24,0	13,1
Densité des grains solides	2,71	2,63	2,67

II.2.2. Courbes de compactage

Les caractéristiques de compactage des deux matériaux et du mélange ont été déterminées par compactage statique (Figure II.1 et Tableau II.3). La pression de compactage est de 1 000 kPa, la vitesse de déplacement de la presse étant fixée à 1,14 mm.min⁻¹.

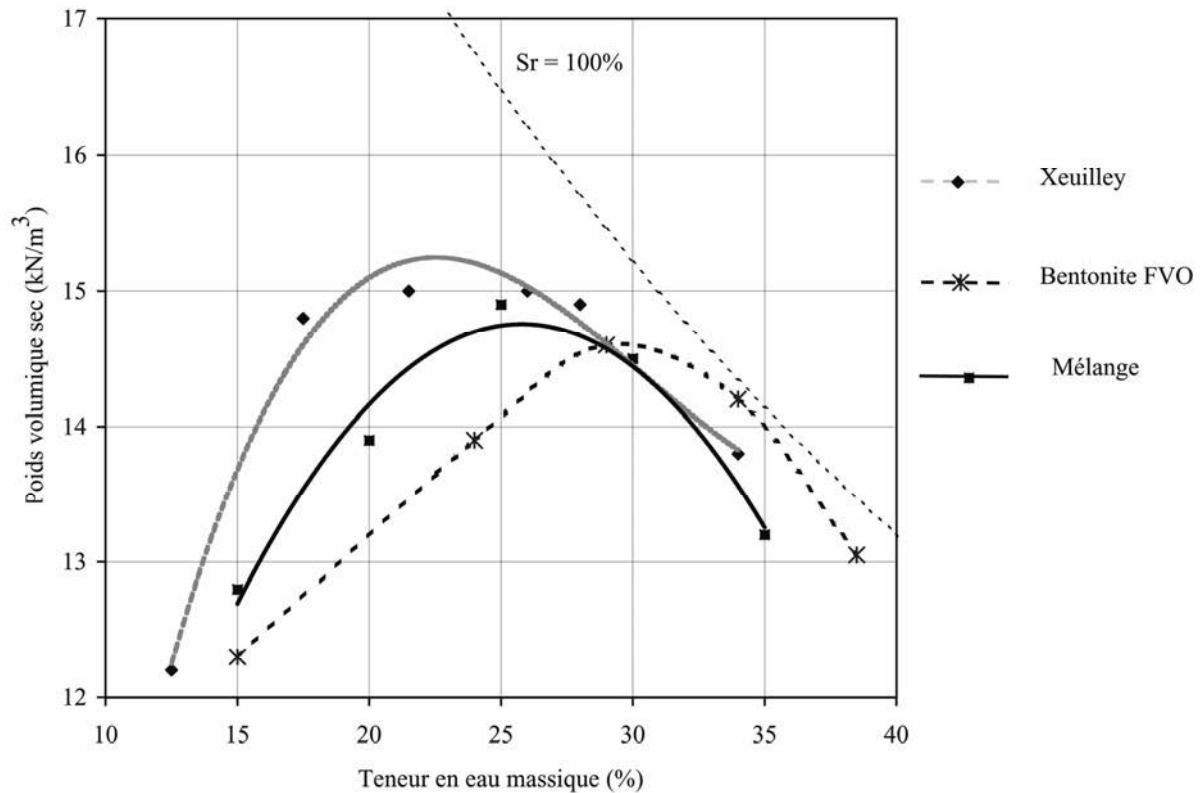


Figure II.1. Courbes de compactage statique des matériaux étudiés

Tableau II.3. Caractéristiques de compactage des différents matériaux

Paramètres	Limon de Xeuilley	Bentonite	Mélange
Teneur en eau optimale (%)	22,5	30,0	26,0
Poids volumique sec maximal (kN.m ⁻³)	15,2	14,6	15,2

II.2.3. Méthode de préparation des éprouvettes

La préparation de toutes les éprouvettes utilisées par la suite dans les essais hydromécaniques a été réalisée en respectant toujours la même procédure de manière à améliorer la répétabilité entre les éprouvettes produites. Cette procédure a été définie à l'origine par Aboushook (1984), puis reprise par Guiras-Skandaji (1996) et légèrement

modifiée dans ce travail pour inclure la phase de mélange de la bentonite et du limon. Elle comprend les étapes suivantes :

- 1- étuvage des deux matériaux ($t = 65 / 70^{\circ}\text{C}$) ;
- 2- broyage du limon de Xeuilley puis tamisage séparé des deux matériaux ($< 400 \mu\text{m}$) ;
- 3- mélange manuel dans la proportion massique de 60 % de bentonite et de 40 % de limon ;
- 4- ajout de la quantité d'eau distillée nécessaire à l'obtention d'une teneur en eau initiale désirée, le matériau étant malaxé vigoureusement de manière à obtenir un mélange homogène tout en évitant la formation de mottes ;
- 5- conservation du mélange pendant 10 jours dans des récipients hermétiques placés dans une salle climatisée pour homogénéiser la teneur en eau au sein du matériau ;
- 6- passage au tamis de 4 mm pour retirer les grumeaux formés lors du mouillage du mélange ;
- 7- compactage statique directement dans la cellule œdométrique ou dans un moule spécial. Le mode de compactage est similaire à celui retenu pour déterminer les caractéristiques de compactage de chacun des matériaux. Le compactage statique a été retenu car il permet d'obtenir des éprouvettes plus homogènes et une meilleure reproductibilité qu'avec le compactage dynamique (Romero, 1999 ; Tabani, 1999).

Afin de vérifier la répétabilité de la procédure expérimentale, le poids volumique sec et la teneur en eau massique d'une grande partie des éprouvettes produites ont été analysés *a posteriori*. Ces observations démontrent une bonne reproductibilité des éprouvettes.

II.2.4. Différents essais effectués

Le matériau compacté a fait l'objet d'une campagne d'essais afin d'étudier :

- sa structure interne ;
- ses courbes de rétention ;
- son comportement couplé hydromécanique (essais œdométriques).

Le tableau II.4 présente les états initiaux des différents essais effectués. La teneur en eau de 15%, estimée comme proche de la limite de retrait du mélange, a été sélectionnée de manière à limiter la rétraction de l'éprouvette lors de l'imposition d'une dessiccation dans la cellule œdométrique.

Il faut rappeler que le mélange compacté à la teneur en eau de 15 % et au poids volumique sec de $12,7 \text{ kN.m}^{-3}$ est le matériau principal des études hydromécaniques avec

l'œdomètre osmotique. Les autres états initiaux ont été considérés pour mieux interpréter les résultats obtenus.

Tableau II.4. Caractéristiques initiales des éprouvettes

Essai	Matériau	w_i (%)	γ_{di} (kN.m ⁻³)	h_i (mm)	d_i (mm)
Mesure de succion initiale (Papier filtre)	Compacté	15	12,7	20	70
Structure interne (Porosimétrie)	Compacté	15	12,0	---	---
Structure interne (Porosimétrie)	Compacté	15	12,7	---	---
Structure interne (Porosimétrie)	Compacté	25	15,2	---	---
Structure interne (Porosimétrie)	Compacté	30	14,5	---	---
Courbe de rétention	Compacté	15	12,7	10	35
Courbe de rétention	Compacté	15	13,5	10	35
Courbe de rétention	Non compacté	41	12,7	---	---
Limite de retrait	Compacté	15	12,7	20	50
Comportement hydromécanique (œdomètre)	Compacté	15	12,7	10	70
Comportement hydromécanique (œdomètre)	Compacté	15	12,0	10	70
Comportement hydromécanique (œdomètre)	Non compacté	80	10,0	12	70
Comportement hydromécanique (œdomètre)	Non compacté	90	9,0	12	70

II.3. MICRO- ET MACROSTRUCTURE

Dans le cas des sols compactés, deux niveaux structuraux ont été observés par Pusch (1982) : la microstructure qui correspond aux agrégats, et la macrostructure qui correspond à l'arrangement des agrégats entre eux. Dans ce qui suit, nous allons étudier d'abord la structure interne du matériau compacté à la teneur en eau de 15 % et à la densité sèche de 12,7 kN.m⁻³, et ensuite les différents facteurs influençant la structure interne du sol : la pression de compactage, la teneur en eau initiale du sol (côté sec ou humide de l'optimum) et la succion.

II.3.1. Essai de porosimétrie au mercure

Le principe des essais porosimétriques est décrit dans le premier chapitre (cf. I.4) et dans l'annexe 1 de ce mémoire. Un essai de porosimétrie au mercure (MIP) a été réalisé pour évaluer la distribution de la dimension de pores du matériau statiquement compacté à une teneur en eau est de 15% et un poids volumique sec de $12,7 \text{ kN.m}^{-3}$, la porosité totale de l'échantillon est de 0,52. Cette distribution de pores manifeste deux niveaux structuraux distincts qui est la caractéristique fondamentale de ce type de matériau : micro- et macrostructure. La première intrusion remplit tous les espaces des pores accessibles et inter connectés et donne la distribution de la porosité totale. Cependant, il reste encore du mercure lors du retrait de la pression d'intrusion. La deuxième intrusion suit approximativement le même chemin de la phase d'extrusion de mercure et définit la porosité libre. La différence entre le cycle d'intrusion et d'extrusion est la porosité piégée. La figure II.2 présente les trois types de porosité en fonction du diamètre des pores. Selon Delage et Lefebvre (1984), la porosité libre correspond à l'espace des pores de l'intra-agrégat, et l'espace des pores de l'inter-agrégat correspond à la porosité piégée.

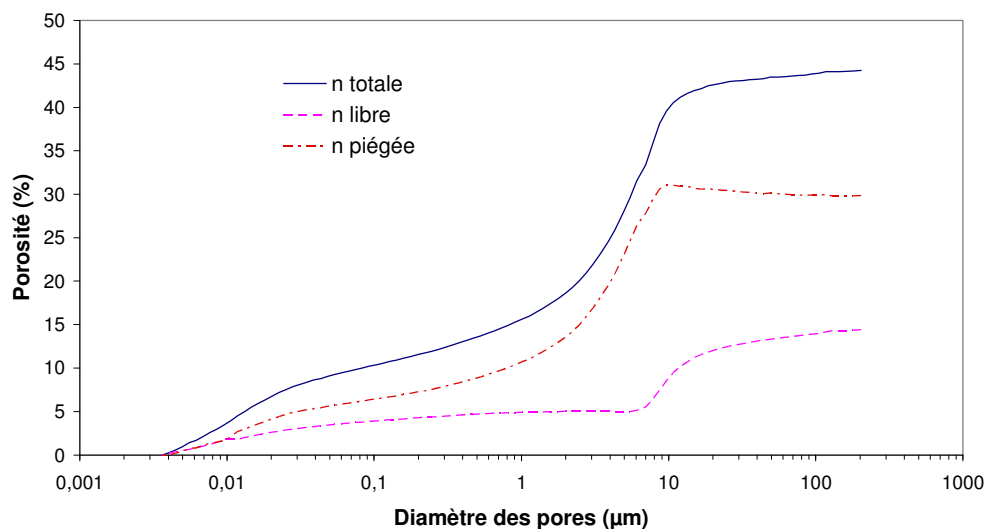


Figure II.2. Evaluation de la porosité du matériau étudié d'après un essai de porosimétrie au mercure

La figure II.3 montre le volume de l'intrusion de mercure dans les pores en fonction du diamètre des pores lors de la première et la deuxième injection dans un échantillon du mélange limon/bentonite. A la fin de la première phase d'injection, la pression de d'intrusion de mercure est descendue à la pression atmosphérique. Cette pression permet d'évaluer le diamètre de pore de $0,150 \mu\text{m}$ délimitant les deux familles de pore.

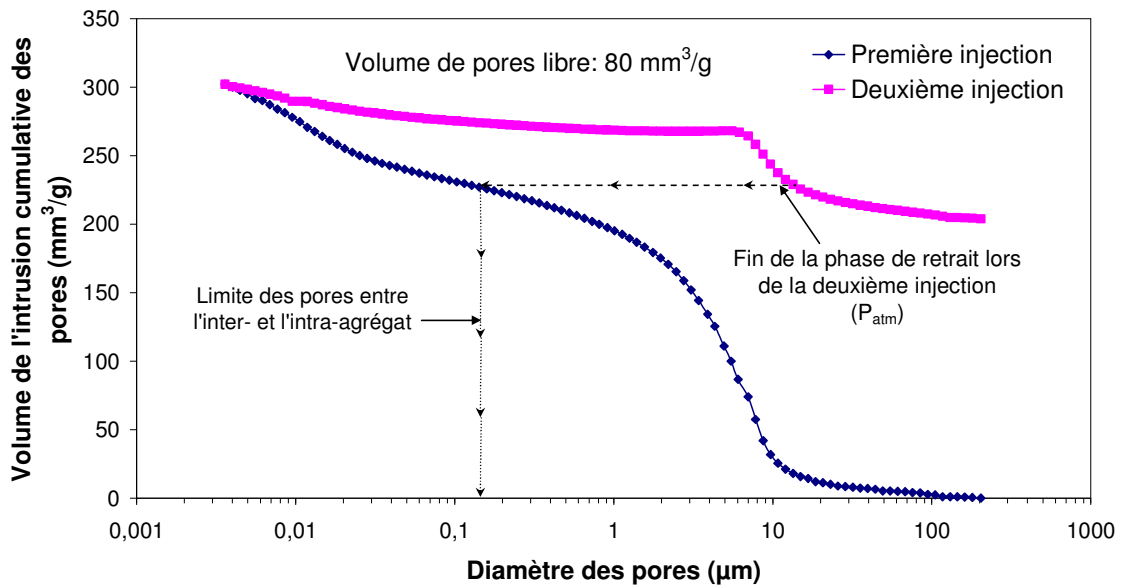


Figure II.3. Distribution du volume de mercure intrus d'après un essai de porosimétrie au mercure

La figure II.4 présente le volume incrémental d'intrusion obtenu en fonction du diamètre des pores. La valeur maximale de diamètre de 0,011 µm correspond aux pores d'intra-agrégat et celle de 7 µm correspond aux pores d'inter-agrégat. La limite du diamètre entre les deux familles de pores peut être fixée à la valeur de 0,150 µm car les pores dans cette gamme ne semblent pas être affectés par la charge de compactage.

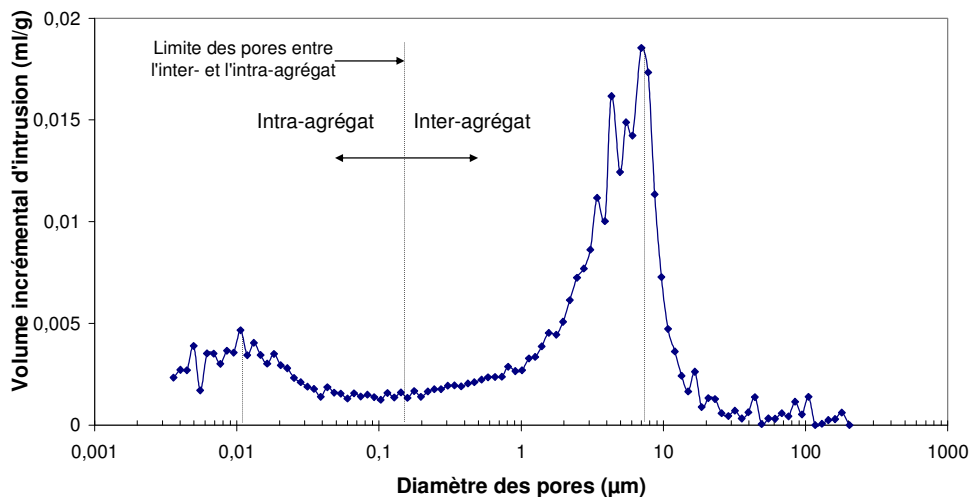


Figure II.4. Volume incrémental d'intrusion en fonction de diamètre des pores

La figure II.5 montre la relation entre le diamètre des pores et l'indice des vides cumulé. L'indice des vides total initial étant de 1,10. Le diamètre de pore de 150 nm correspondant à la limite des deux niveaux structuraux permet d'obtenir une valeur de 0,50 pour l'indice des vides de macrostructure (e_M). Ici nous rappelons que ce matériau compacté, est considéré comme étant un sol bimodal. Par conséquent, l'espace des vides résiduel qui

correspond aux pores d'intra-agrégats, présente un indice des vides de 0,60 comme l'indice des vides de microstructure (e_m).

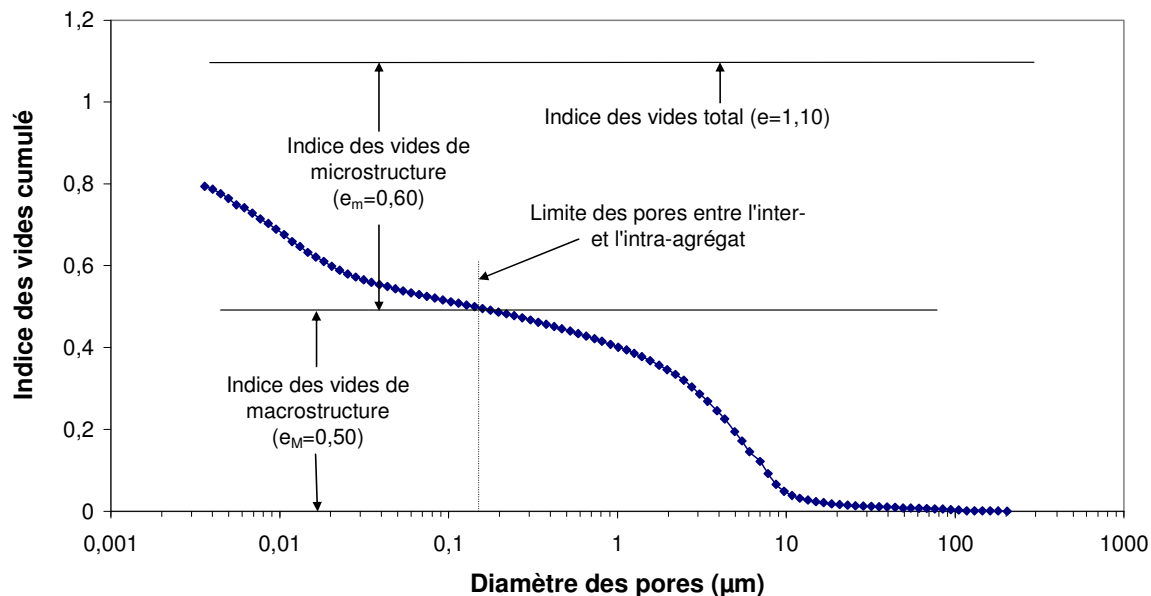


Figure II.5. Evaluation de l'indice des vides du mélange compacté

Les résultats de cet essai seront comparés avec ceux des autres matériaux compactés dans la partie suivante.

II.3.2. Influence des paramètres de compactage

La relation entre la pression de compactage et la succion du mélange a été étudiée par Carof (2002). Trois pressions de compactage statique ont été sélectionnées : 800, 1000 et 1200 kPa. Les essais ont tous été réalisés entre 10 et environ 26 % de teneur en eau massique.

Les succions totale et matricielle des éprouvettes compactées ont été mesurées à l'aide de la technique du papier filtre (ASTM D 5298-94, 1995). Une éprouvette de matériau de 2 cm de hauteur a été compactée en deux couches, trois papiers filtre étant insérés entre les deux couches. L'ensemble a ensuite été placé dans un récipient hermétique pour une durée de 15 jours. Un autre papier filtre a été introduit dans le récipient sans contact avec le sol pour mesurer la succion totale.

Les résultats des mesures de succion et de densité sèche initiale sont reportés sur la figure II.6 à partir de laquelle les paramètres de compactage ont été estimés (Tableau II.5). La succion matricielle des éprouvettes est d'environ 20 ± 2 MPa correspondant à la teneur en eau initiale de 15 %.

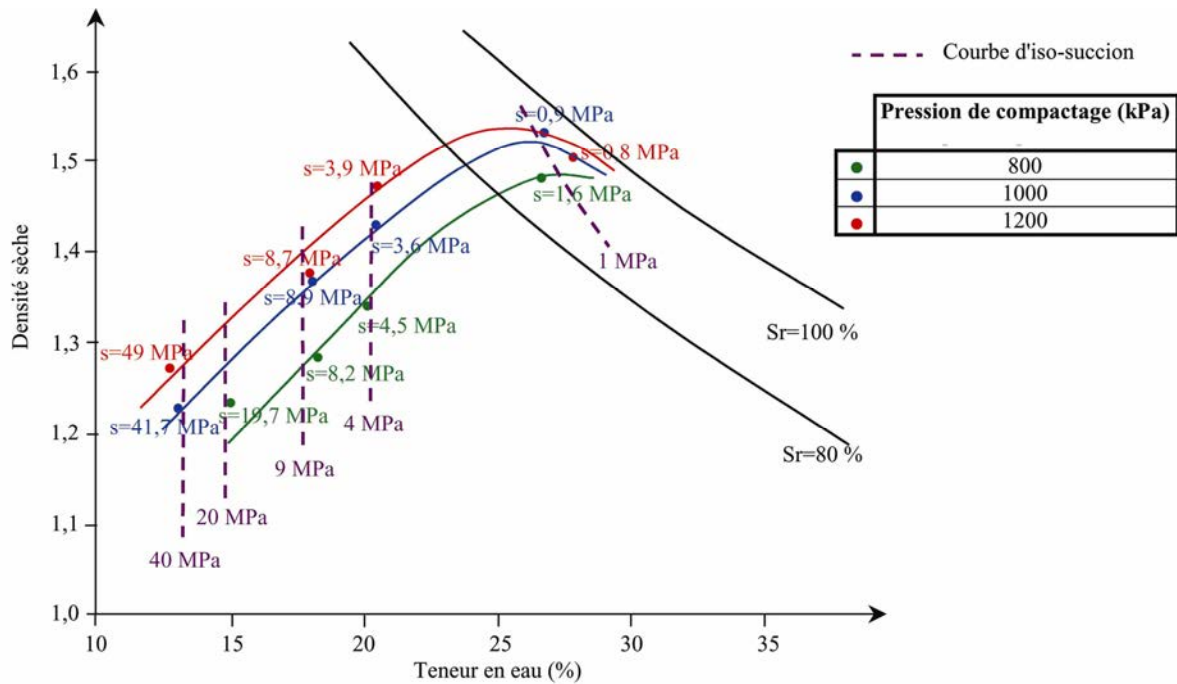


Figure II.6. Relation entre le compactage et la succion initiale des éprouvettes (Carof, 2002)

Tableau II.5. Caractéristiques de compactage du mélange en fonction de la pression de compactage

Pression de compactage (kPa)	800	1 000	1 200
Teneur en eau optimale (%)	27,5	26,0	25,1
Poids volumique sec maximale (kN.m^{-3})	14,7	15,2	15,3

Il est intéressant de noter que la succion ne semble pas dépendre de la densité sèche du matériau du côté sec de l'optimum, les lignes d'iso-suction pouvant raisonnablement être prises parallèles à l'axe des ordonnées. De plus, aucune variation de la teneur en eau n'a été observée sous les différentes pressions de compactage pour les succions supérieures à 4 MPa. Il semble que les chargements appliqués ont affecté les macropores qui ne contiennent pas l'eau libre car l'humidité a été absorbée et maintenue à l'intérieur des agrégats côté sec. Autrement dit, ici la succion est gouvernée par la microstructure. Au-delà de l'optimum, les courbes d'iso-suction ont tendance à s'incliner, traduisant ainsi une dépendance de la succion vis-à-vis de la charge appliquée. Ces résultats vont dans le sens des observations faites par différents auteurs sur des matériaux argileux (Gens *et al.* 1995, Li 1995).

L'influence de différentes pressions de compactage sur la structure interne du mélange a été étudiée par l'essai porosimétrique à une teneur en eau constante de 15 %. La figure II.7 présente l'évolution du volume incrémental d'intrusion de mercure et de l'indice des vides cumulé en fonction de diamètre de pores pour les deux pressions de compactage de 800 et

1 000 kPa. La limite entre la macro- et microstructure est considérée à $0,150 \mu\text{m}$. Le diamètre dominant de macrostructure diminue en fonction des pressions appliquées. Afin de faciliter l'interprétation des résultats obtenus, les indices des vides de la micro- et de la macrostructure ainsi que les indices des vides totaux sont résumés pour chaque essai porosimétrique dans le tableau II.6. Les pressions appliquées ne semblent pas influencer la microstructure car les valeurs de l'indice des vides de microstructure sont très proches pour les deux essais. La valeur moyenne de 0,43 peut être considérée comme l'indice des vides de microstructure initial du sol quelle que soit la charge de compactage. Le fait que la pression de compactage n'influence pas l'indice des vides intra-agrégats correspond bien aux résultats bibliographiques (cf. I.5.1).

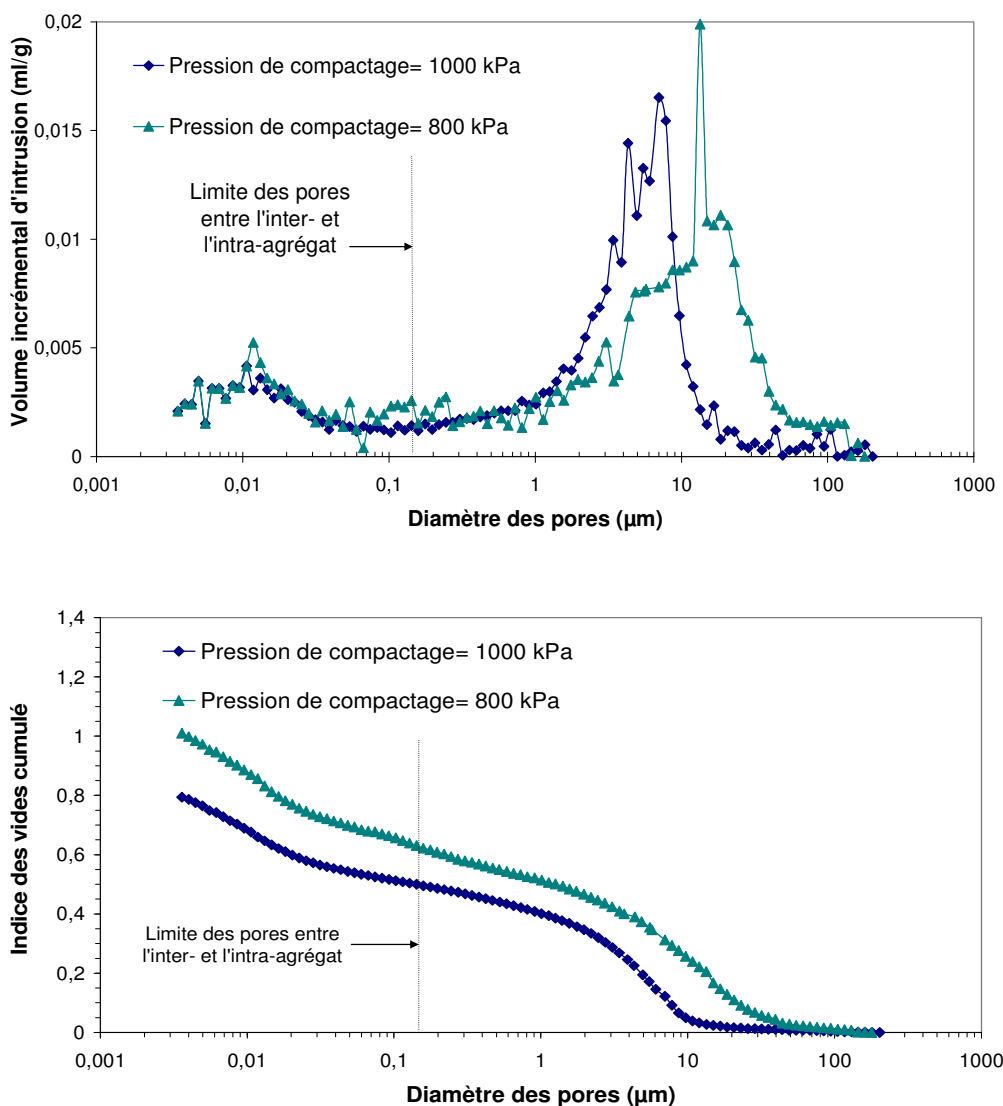


Figure II.7. Influence de la pression de compactage sur la structure interne du mélange compacté

Tableau II.6. Indice des vides du matériau étudié d'après les essais porosimétriques sous les pressions de compactage différentes

Pression de compactage (kPa)	800	1 000
Indice des vides total du sol	1,30	1,10
Indice des vides total du sol d'après l'essai porosimétrique	1,01	0,79
Indice des vides de macrostructure	0,65	0,50
Indice des vides de microstructure	0,65	0,60

L'influence de différentes teneurs en eau a été étudiée sur la structure interne du mélange par l'essai porosimétrique à la pression de compactage de 1 000 kPa. La figure II.8 présente l'évolution du volume incrémental d'intrusion de mercure et de l'indice des vides cumulé en fonction du diamètre des pores pour les trois teneurs en eau de 15 % (côté sec de l'optimum), de 25 % (l'optimum) et de 30 % (côté humide de l'optimum). Ces résultats résumés dans le tableau II.7 montrent qu'à l'optimum, l'indice des vides de la macrostructure atteint sa valeur minimale. Les éprouvettes ont tendance à s'homogénéiser à l'optimum et au côté humide.

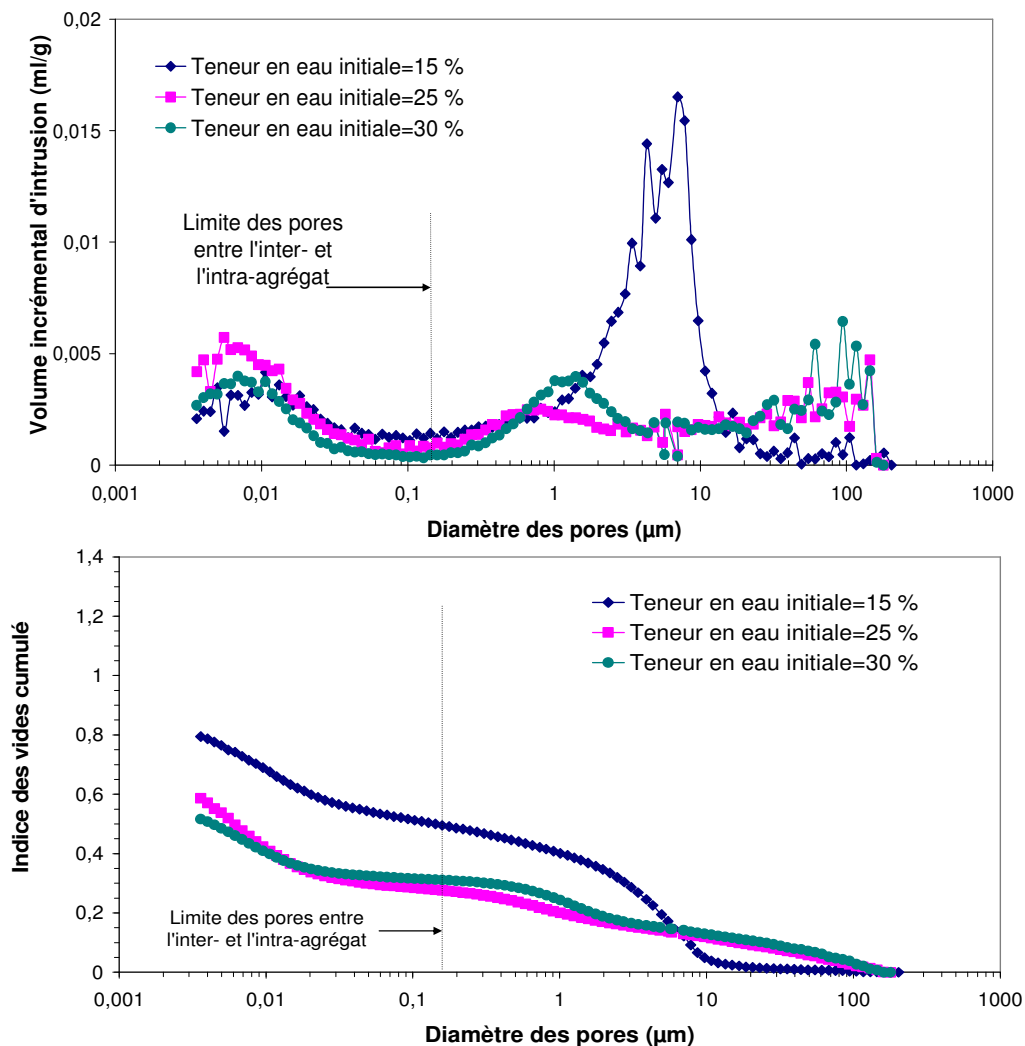


Figure II.8. Influence de la teneur en eau sur la structure interne du mélange compacté

Tableau II.7. Indice des vides du matériau étudié d'après les essais porosimétriques pour les teneurs en eau différentes

Teneur en eau (%)	15	25	30
Indice des vides total du sol	1,10	0,77	0,85
Indice des vides total du sol d'après l'essai porosimétrique	0,79	0,59	0,52
Indice des vides de macrostructure	0,50	0,27	0,31
Indice des vides de microstructure	0,60	0,50	0,54

II.3.3. Evolution de la structure interne des éprouvettes en fonction de la succion

L'influence de la succion sur la structure interne des éprouvettes compactées sous la pression de 1 000 kPa à la teneur en eau initiale de 15 % a été aussi étudiée à l'aide des essais porosimétriques. La figure II.9 et le tableau II.8 présentent les résultats obtenus pour les deux succions de 2 et 20 MPa.

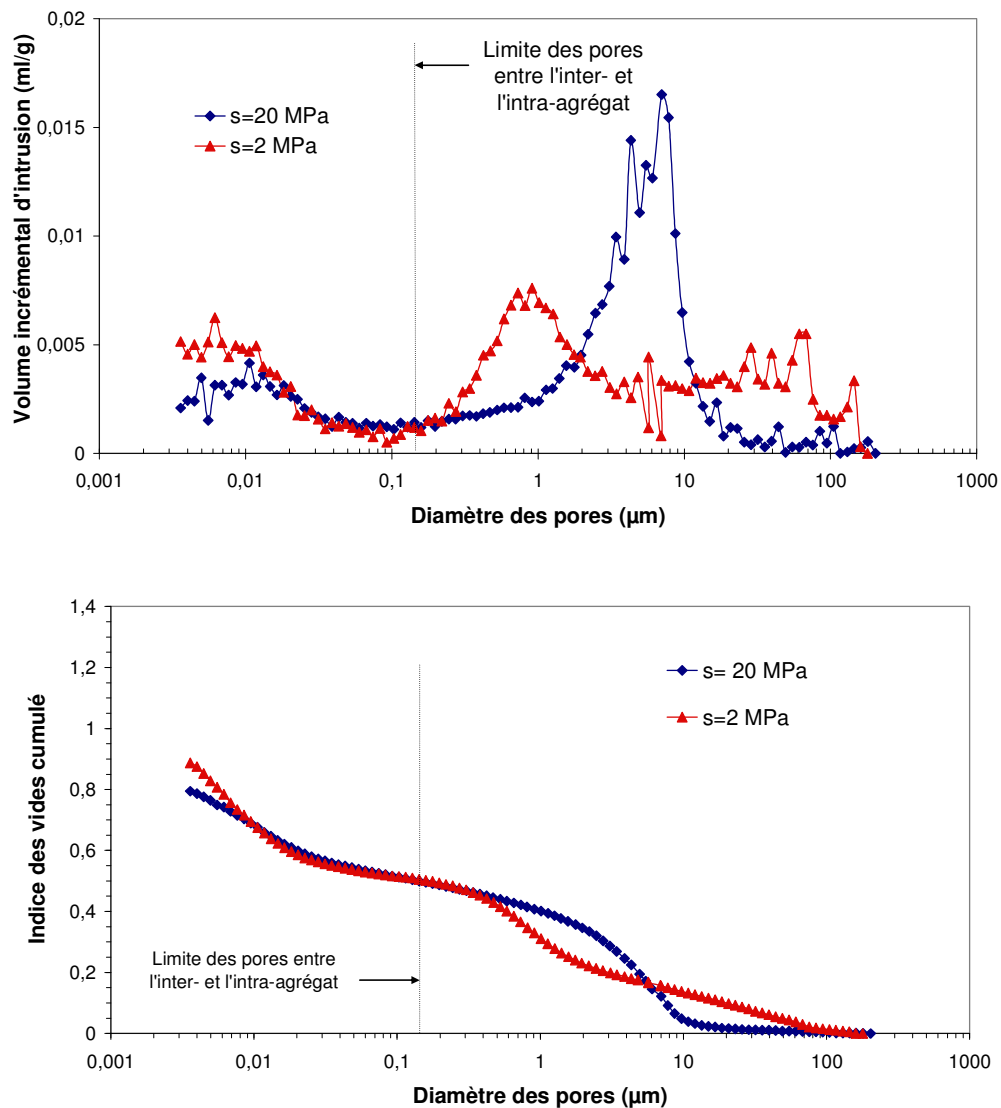


Figure II.9. Influence de la succion sur la structure interne du mélange compacté

Tableau II.8. Indice des vides du matériau étudié d'après les essais porosimétriques à succions différentes

Succion (MPa)	2	20
Indice des vides total du sol	1,25	1,10
Indice des vides total du sol d'après l'essai porosimétrique	0,89	0,79
Indice des vides de macrostructure	0,50	0,50
Indice des vides de microstructure	0,75	0,60

Ces résultats montrent que la diminution de la succion à 2 MPa augmente la valeur de l'indice des vides de microstructure en modifiant la distribution des pores de la macrostructure. Cela confirme que la succion de 2 MPa est très proche de la limite entre la micro- et la macrostructure (Figure II.6) car l'indice des vides de macrostructure varie très peu de 0,68 à 0,72. Ces résultats confirment aussi les résultats obtenus pour le même matériau par l'observation microscopique présentée dans le dernier chapitre (Figure I.6).

II.3.4. Conclusion

L'ensemble des essais ci-dessus montre que :

- la double structure est plus marquée pour les sols compactés côté sec de l'optimum, l'optimum présente une structure homogène avec l'indice des vides macrostructural minimal (Figure II.8) ;
- le chargement mécanique influence de manière importante les macropores sans produire des modifications au niveau des micropores (Figure II.7) ;
- le diamètre des pores de 0,150 μm peut être considéré comme la limite entre la micro- et macrostructure de ce matériau. Selon la loi de Jurin-Laplace ($s = u_a - u_w = \frac{2\sigma \cos\theta}{r}$), ce diamètre correspond à une succion entre 2 et 3 MPa. Cette valeur correspond à la succion du matériau à l'optimum sur la courbe de compactage (Figure II.6) ;
- la diminution de succion de 20 à 2 MPa produit une augmentation des micropores et une destruction des macropores sans modifier la valeur de l'indice des vides de macrostructure (Figure II.9).

II.4. COMPORTEMENT HYRIQUE DU MATERIAU

La courbe de rétention du matériau a été déterminée en imposant les succions allant de 0 à 8 MPa par la méthode osmotique et de 8 MPa à 287,9 MPa par la méthode de solutions salines. Les deux méthodes d'imposition de succion indiquent une bonne

corrélation entre les différentes valeurs obtenues, malgré l'imposition de la succion matricielle par la méthode osmotique et la succion totale par la technique de solutions salines. Les essais réalisés dans cette partie sont effectués sur les matériaux préparés aux différents états initiaux afin de déterminer l'influence des caractéristiques initiales du sol sur la courbe de séchage/humidification.

II.4.1. Influence de la masse volumique sèche initiale

Les éprouvettes destinées à la première série d'essais ont été préparées selon la méthode exposée précédemment. Deux séries de quatorze échantillons sont compactés à deux poids volumiques secs différents : 12,7 et 13,5 kN.m⁻³. Leur diamètre est de 35 mm et leur hauteur de 10 mm. Les figures II.10, II.11 et II.12 présentent respectivement l'indice des vides, la teneur en eau et le degré de saturation en fonction de la succion. La teneur en eau initiale est de 15 % environ et la succion initiale est de l'ordre de 20 MPa (points A et A' sur ces figures). Après la préparation aux états initiaux indiqués, les échantillons ont subi une gamme étendue de succion (séchage) comprise entre 20 et 287,9 MPa (A-B), et puis ont été séchés à l'étuve. Par la suite, ils ont subi un cycle d'humidification jusqu'à la saturation (B-C-D-E). Enfin, les échantillons saturés ont subi un cycle de séchage jusqu'à la succion initiale (E-F-G).

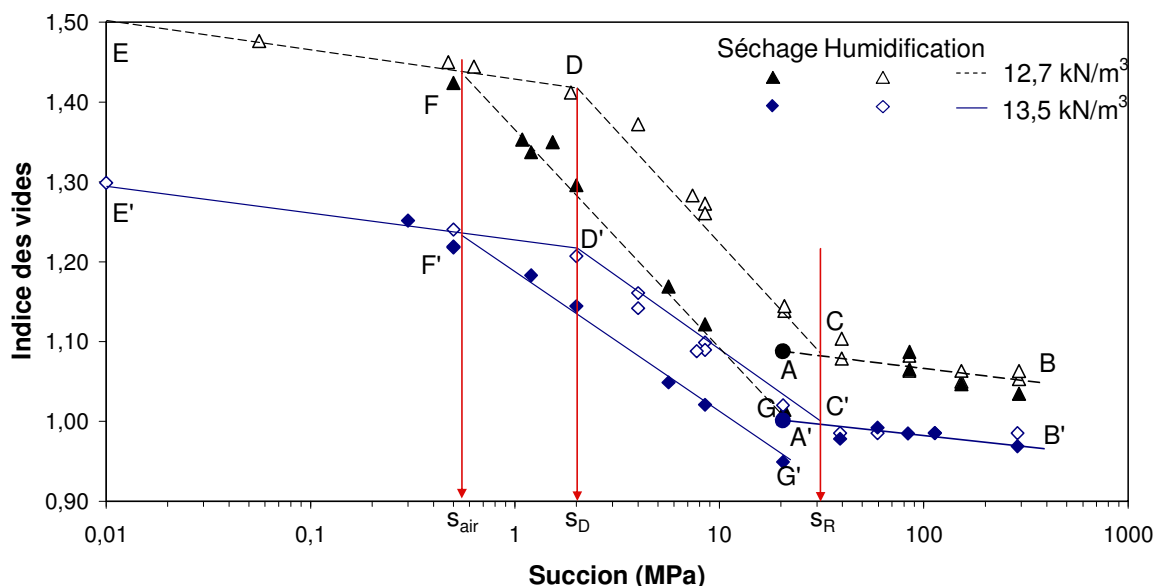


Figure II.10. Indice des vides en fonction de succion d'un mélange compacté aux différentes masses volumiques sèches initiales

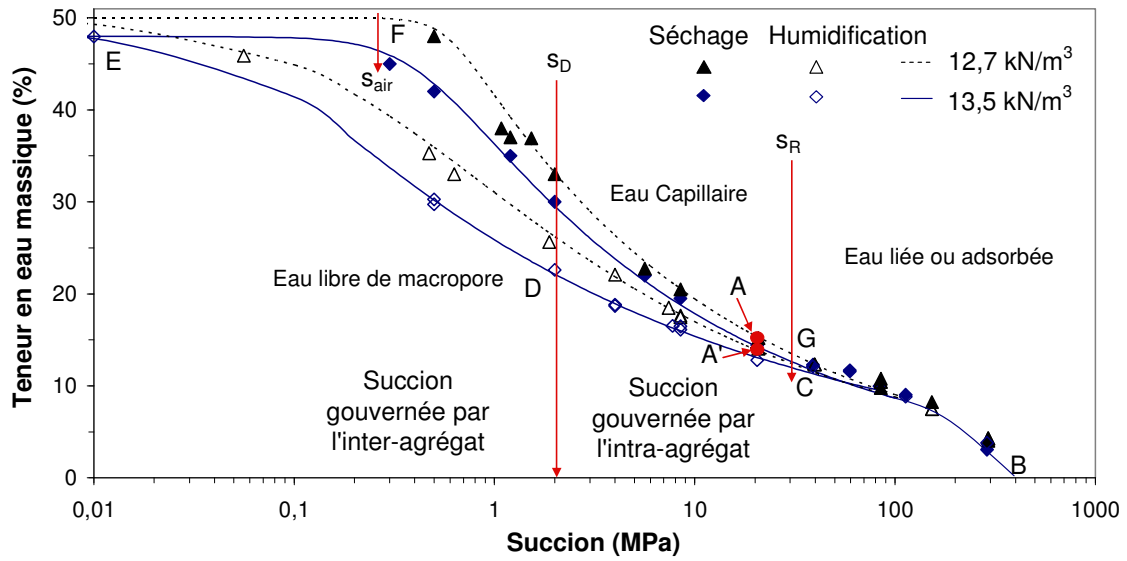


Figure II.11. Courbe de rétention des éprouvettes aux différentes masses volumiques sèches initiales

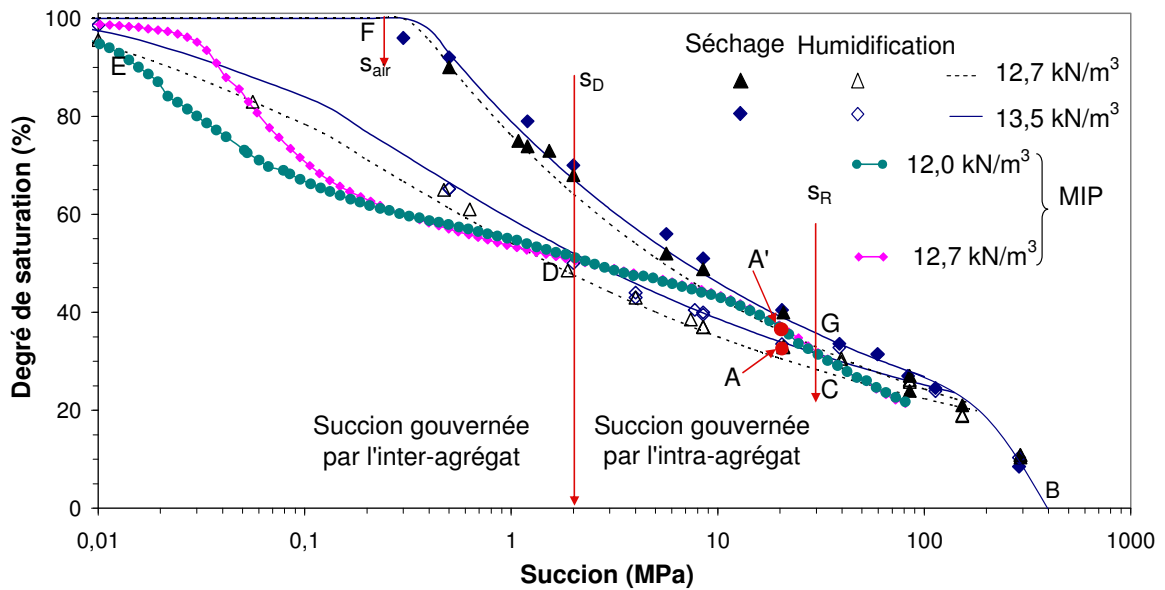


Figure II.12. Courbe de degré de saturation-succion d'un mélange compacté aux différentes masses volumiques sèches initiales

Sur le plan (indice des vides – succion) présenté sur la figure II.10, il est possible de distinguer les phases successives de retrait et de gonflement introduites par les cycles de séchage/humidification.

- Phase (A-B-C)

Pour les succions plus élevées que la succion initiale, les échantillons présentent un comportement entièrement réversible sur le chemin (B-C). La limite de retrait (w_R) est le seuil au-delà duquel le volume des vides demeure quasi constant malgré la perte d'eau

(présentée au point C). Cette limite est très proche de l'état initial du sol. Fleureau *et al.* (1993) proposent une pente élastique (κ_R) pour les succions supérieures à la succion de la limite de retrait (s_R). Cette pente élastique (κ_R) est de 0,01 pour le matériau étudié pour les deux poids volumiques secs initiaux considérés. La succion correspondant à la limite de retrait est environ de 30 MPa.

- *Phase (C-D)*

Par la suite, les succions inférieures à s_R ne sont imposées qu'à la microstructure. Le comportement linéaire microstructurale du sol continue jusqu'à la succion s_D qui délimite les deux zones de l'intra-agrégat et l'inter-agrégat. Cette succion (s_D) est environ de 2 à 3 MPa pour le mélange. La pente linéaire de la microstructure (κ_m) diminue lorsque le poids volumique initial du sol augmente (C-D et C'-D').

- *Phase (D-E)*

Les succions inférieures à s_D sont imposées à la macrostructure. Le sol présente un gonflement linéaire macrostructural gouverné par la pente élastique macrostructurale (κ_M). La pente linéaire de macrostructure est de 0,015 pour les deux poids volumiques secs initiaux considérés.

- *Phase (E-F)*

En conséquence du gonflement des macropores, les rayons de pores de l'inter-agrégat augmentent. Cette modification de structure déplace la valeur de s_D vers le point F. Ce point est aussi appelé le point d'entrée d'air (s_{air}). Le retrait du sol est supposé élastique et macrostructural dans cette zone saturée.

- *Phase (F-G)*

La pente de retrait de cette partie peut être considérée comme étant égale à la pente de la droite (C-D) à cause de l'intervention de la microstructure.

Le premier point que mettent en évidence les résultats de la figure II.11 est qu'il n'y a pas d'hystérésis pour les deux porosités d'éprouvettes dans le domaine des succions au-delà de 30 MPa correspondant à la limite de retrait. Dans ce domaine de succion, l'eau est adsorbée par les particules argileuses, et le processus de dessiccation/humidification est réversible. L'influence de la masse volumique sèche initiale semble également négligeable dans ce domaine.

Dans la gamme de succion comprise entre 2,5 et 30 MPa, la relation entre la succion et la teneur en eau dépend de la surface spécifique de l'argile et est contrôlée par l'intra-agrégat de microstructure du sol qui se sature avant les macropores lors de l'humidification. Dans ces conditions, une variation de la masse volumique sèche engendre une variation volumique des macropores qui ont peu d'influence sur la variation de teneur en eau et en conséquence sur la succion. Cette région où la succion totale est indépendante de la

variation du degré de saturation due à la réduction de macropores sous les chargements mécaniques est identifiée comme la succion gouvernée par l'intra-agrégat. L'insensibilité relative de la succion à la masse volumique sèche dans cet intervalle est liée à la nature complexe des sols argileux qui présente une microstructure plus active par rapport aux sables. En revanche, la zone de la succion gouvernée par l'inter-agrégat où la teneur en eau est assez élevée pour remplir partiellement les vides de l'inter-agrégat est très sensible au chargement mécanique et à la porosité initiale du matériau.

Le diamètre de pore de $0,150 \mu\text{m}$ obtenu par l'essai porosimétrique qui délimite la porosité libre et piégée correspond à une succion matricielle proche de $2,5 \text{ MPa}$. Cette succion correspond à une teneur en eau de 22% pour le poids volumique sec de $13,5 \text{ kN.m}^{-3}$ et de 26% pour le poids volumique sec de $12,7 \text{ kN.m}^{-3}$ qui sépare les deux zones de succion gouvernée par l'inter-agrégat et l'intra-agrégat sur la figure II.11.

La zone de séparation de l'intra-agrégat et de l'inter-agrégat indiquée dans la partie précédente ne pourrait pas être clairement identifiée pour les éprouvettes fortement compactées. L'indice des vides total du sol étudié est l'ordre de $0,40$ qui est égal à l'indice des vides de microstructure. L'échantillon présente un intra-agrégat dominant et un inter-agrégat moins actif. Dans ce cas, la ligne de séparation est décalée à une succion moins élevée et la zone de l'inter-agrégat est plus petite. Delage *et al.* (1998) n'ont observé aucun hystérésis important pendant le cycle de séchage/humidification d'une argile fortement compactée. Dans ce cas, l'effet quasi-réversible de l'intra-agrégat prédomine le phénomène de capillarité et de l'eau libre de l'inter-agrégat.

La valeur de la succion maximale pour le mélange peut être estimée à 400 MPa sur la figure II.11. Cette valeur dépend de la surface spécifique de l'argile, en effet, plus l'activité de l'argile est élevée, plus la valeur de succion maximale sera élevée. La succion maximale mesurée correspondant à la teneur en eau nulle après mis en étuve est supposée égale à 1000 MPa pour tous les sols.

Le chemin d'humidification diverge du chemin de séchage pour les deux sols étudiés à la succion de 30 MPa (succion correspondant à la limite de retrait) et agrandit la boucle d'hystérésis dans la zone transitoire entre l'intra et l'inter-agrégat sur la figure II.11.

La figure II.12 permet d'estimer une succion de $0,5 \text{ MPa}$ pour le point d'entrée d'air qui augmente légèrement avec la densité sèche. Les courbes de rétention lors de séchage et lors d'humidification présentées sur cette figure sont simulées par la méthode de van Genuchten (1980). Le tableau II.9 présente les différents paramètres de cette méthode (α , n et m) pour chaque matériau étudié.

Tableau II.9. Paramètres de méthode de van Genuchten du matériau compacté à deux masses volumiques sèches différentes

Matériau étudié	Chemin	α	n	m
Compacté ($w=15\%$, $\gamma_d=12,7\text{ kN/m}^3$)	Séchage	3	24,19	0,01
	Humidification	21,15	0,85	0,23
Compacté ($w=15\%$, $\gamma_d=13,5\text{ kN/m}^3$)	Séchage	2,74	27,6	0,008
	Humidification	15,9	1,03	0,18

La figure II.12 présente la courbe de séchage/humidification comparée avec les résultats obtenus par l'essai de porosimétrie pour les différentes masses volumiques sèches initiales compactées à la teneur en eau de 15 % (Figure II.7). Les résultats de l'essai de porosimétrie (MIP) s'approchent du chemin d'humidification pour les succions inférieures à la succion initiale de 20 MPa. Cependant, la courbe de MIP suit le chemin de séchage pour les succions proches de 20 MPa.

II.4.2. Influence de la teneur en eau initiale sur la courbe de rétention de matériau

Afin d'étudier l'influence de la teneur en eau initiale sur la courbe de rétention, trente échantillons à une teneur en eau de 41 % et le même poids volumique de $12,7\text{ kN.m}^{-3}$ (point I) ont subi un séchage suivie d'une humidification. Les figures II.13, II.14 et II.15 présentent respectivement l'indice des vides, la teneur en eau et le degré de saturation en fonction de la succion. Le sol a été séché une fois jusqu'à une succion maximale de 287,9 MPa (I-J-K-L) et puis humidifié jusqu'à une succion de 0 MPa une deuxième fois après la mise en étuve (L-M-N-P). Les courbes obtenues ont été comparées avec les résultats obtenus du même matériau compacté à la teneur en eau de 15 %.

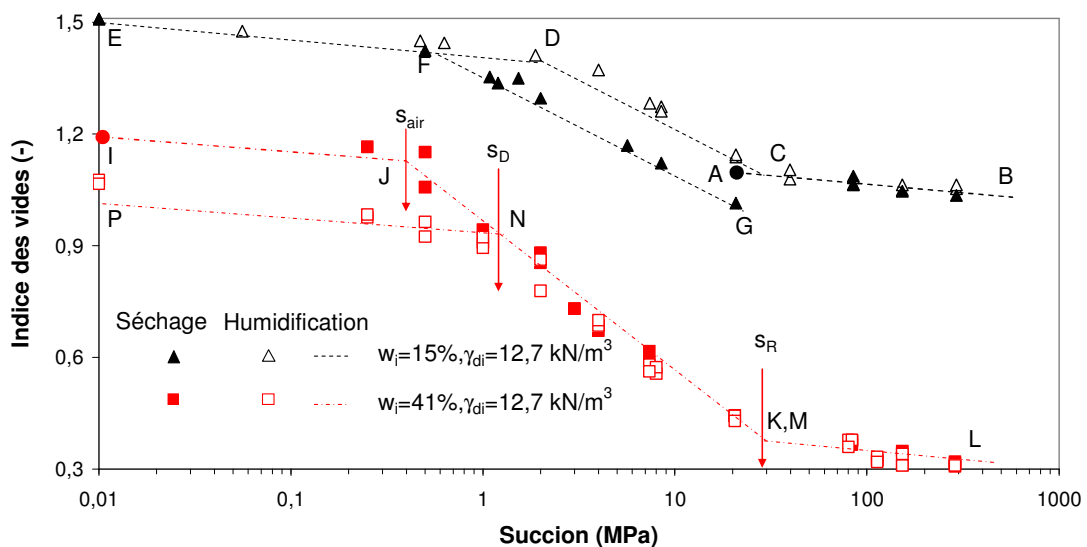


Figure II.13. Indice des vides en fonction de succion aux différentes teneurs en eau initiales

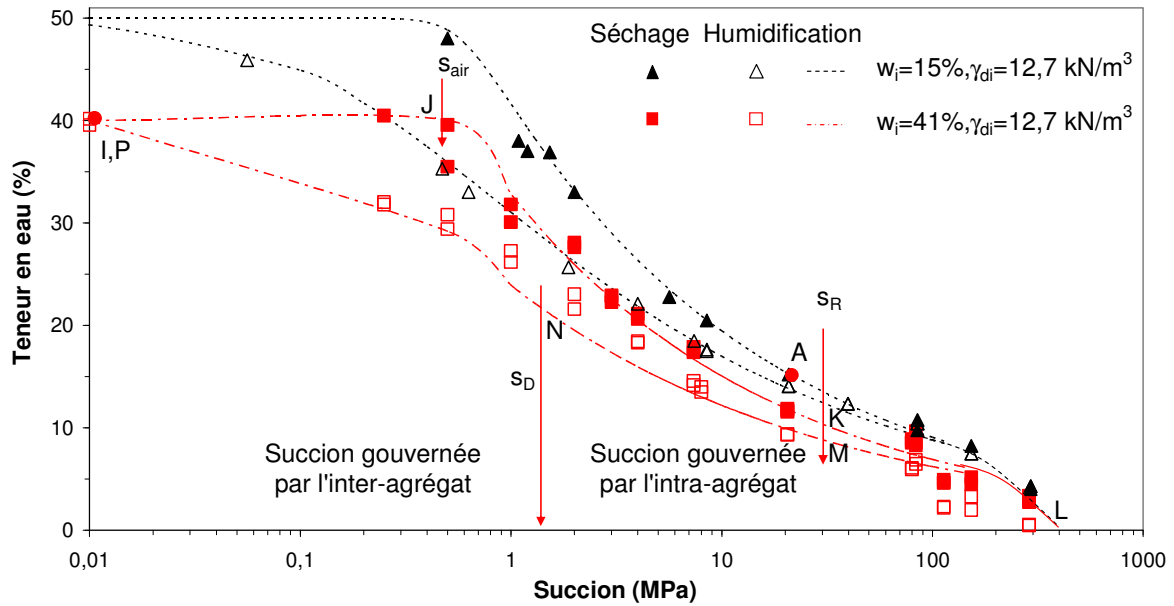


Figure II.14. Courbe de rétention aux différents teneurs en eau initiales

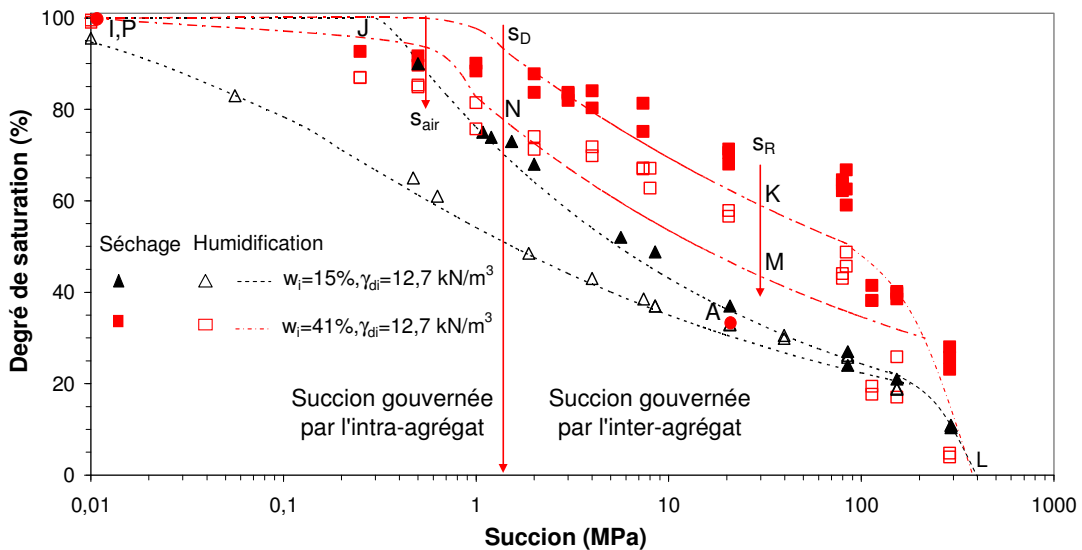


Figure II.15. Courbe de degré de saturation-succion aux différentes teneurs en eau initiales

Les mêmes phases successives de retrait et de gonflement sont encore observées sur la figure II.13. En séchage, à partir de la succion correspondant au point d'entrée d'air (s_E), une forte diminution de l'indice des vides est observée et un volume important de l'eau expulsée est partiellement compensé par une entrée d'air. La valeur de succion (s_R) qui correspond à la limite de retrait est toujours de 30 MPa. Sur le chemin d'humidification, le sol présente un comportement réversible jusqu'à la limite de retrait. A partir de cette limite, il gonfle avec la même pente linéaire de microstructure jusqu'à la limite de séparation de micro/macro structure. La succion de 1,2 MPa correspond à cette limite de

macro/microstructure. Pour les succions inférieures à 1,2 MPa, le sol manifeste un gonflement macrostructural (Figure II.13).

La figure II.14 montre qu'il n'y a pas d'hystérésis marquée pour les deux matériaux dans le domaine des succions comprises entre 30 MPa correspondant à la limite de retrait et 287,9 MPa. La gamme de succion comprise entre 1,2 et 1000 MPa (pour le chemin d'humidification) correspond à la région où la succion est gouvernée par l'intra-agrégat. La valeur de succion maximale pour un sol sec est toujours de 400 MPa.

La figure II.15 permet d'estimer les différents paramètres de méthode de van Genuchten pour ce matériau présentés dans le tableau II.10. Le point d'entrée d'air correspond à une succion de 0,5 MPa.

Tableau II.10. Paramètres de méthode de van Genuchten du matériau saturé non compacté

Matériau étudié	Chemin	α	n	m
Non Compacté (w=41 %, $\gamma_d=12,7 \text{ kN/m}^3$)	Séchage	1,17	40	0,004
	Humidification	2,73	35,02	0,005

II.4.3. Limite de retrait

La figure II.16-a montre la variation de l'indice des vides en fonction de la teneur en eau du matériau (courbe de retrait) pour le matériau initialement saturé. Un essai de dessiccation pour la détermination de la limite de retrait effective a été effectué sur le matériau compacté à la teneur en eau de 15 % et au poids volumique sec de $12,7 \text{ kN.m}^{-3}$ (Figure II.16-b). Ces courbes pourraient être schématisées par deux droites avec une intersection qui correspond à la limite de retrait identique d'environ de 11 %. Les sols argileux présentent une droite légèrement en pente pour les teneurs en eau inférieures à la limite de retrait qui est aussi l'une des caractéristiques de ces matériaux.

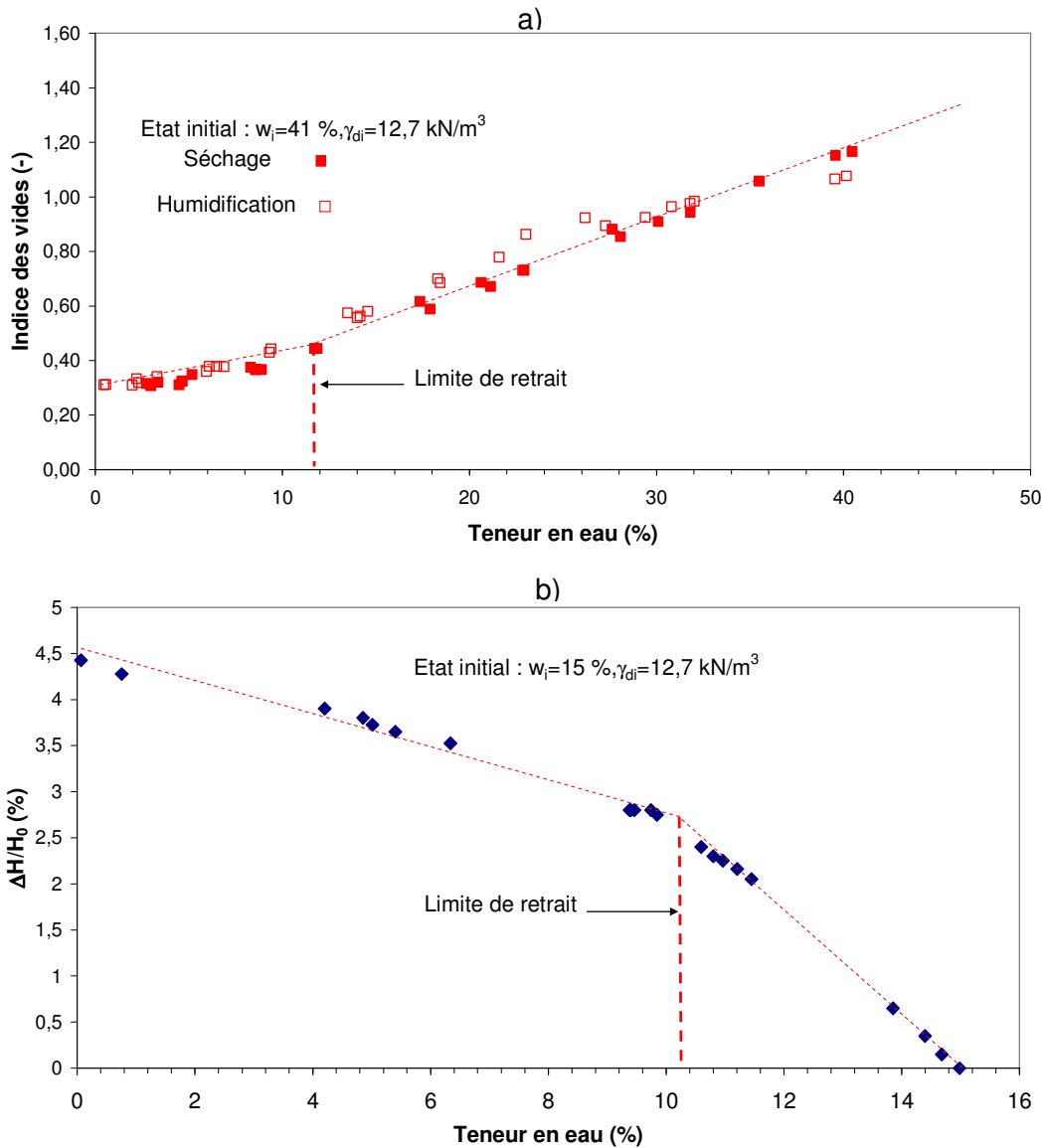


Figure II.16. a) Limite de retrait obtenue par la courbe de retrait pour le sol saturé b) détermination de la limite de retrait conventionnelle pour le matériau compacté

II.4.4. Conclusion

L'étude de l'influence de la densité sèche et de la teneur en eau initiales sur l'ensemble des courbes hydriques du mélange compacté montre que la pression d'entrée d'air et la succion correspondant à la limite de la micro- et la macrostructure sont sensibles aux variations des conditions initiales du sol.

Une bonne concordance des valeurs de la limite de retrait obtenues par la méthode normalisée (AFNOR) et les essais de variations hydriques imposée par les méthodes de solutions salines et osmotique est observée dans ce travail pour le mélange.

II.5. COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE

La caractérisation du comportement hydromécanique du matériau a été réalisée à partir d'un nombre d'essais important. L'étude d'un cycle séchage/mouillage a été effectuée sous différentes contraintes mécaniques sur le mélange bentonite/limon. De plus, les cycles de chargement/déchargement à succion contrôlée ont été réalisés avec l'imposition de succion par la méthode osmotique. Les courbes obtenues ont servi de support à la détermination d'un certain nombre de paramètres mécaniques du sol. À partir de ces résultats, une interprétation de l'influence des cycles de succion sur le comportement hydromécanique du matériau étudié est proposée.

Remarque : comme il n'est pas possible de mesurer les contraintes horizontales dans une cellule œdométrique, dans ce travail, la pression moyenne nette (p) a été remplacée par la contrainte verticale nette appliquée (σ_v).

II.5.1. Comportement mécanique à l'état saturé

Dans un premier temps nous allons définir les paramètres mécaniques de l'état saturé issus d'un essai du gonflement libre puis chargement/déchargement œdométrique. Les éprouvettes compactées soumises à une faible pression correspondant au poids du piston et de la pierre poreuse, ont été saturées. Une fois le gonflement stabilisé, l'éprouvette a suivi un chemin de chargement par paliers avec stabilisation des déformations à chaque palier. Deux essais de gonflement libre (G1 et G2) ont été effectués à la teneur en eau de 15 % et à deux poids volumiques secs de 12 ou de 12,7 kN/m³.

Les résultats ont été complétés avec deux essais œdométriques supplémentaires (G3 et G4) à des teneurs en eau initiales très proche de la limite de liquidité du mélange qui est 87 %, 80 % pour l'essai G3 et 90 % pour l'essai G4. Les poids volumiques secs initiaux de ces éprouvettes sont de l'ordre de 9 et 10 kN/m³. Les courbes de compressibilité des quatre essais sont présentées sur la figure II.17. Le potentiel de gonflement augmente avec le poids volumique initial du matériau pour les deux essais G1 et G2. Pour les contraintes appliquées plus grandes que 110 kPa, les courbes suivent le même chemin.

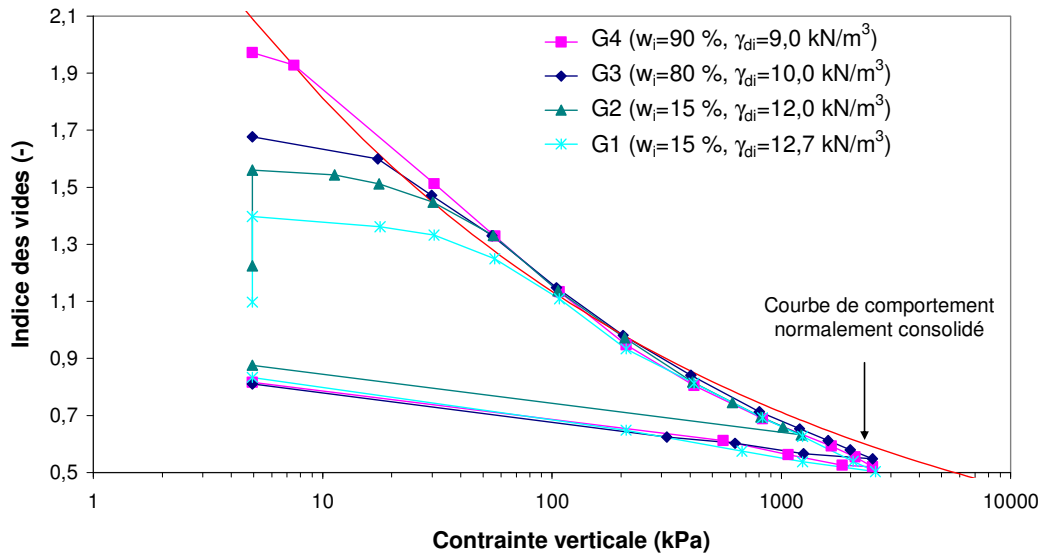


Figure II.17. Courbes de compressibilité à l'état saturé (essais G1 à G4)

L'ensemble des résultats permet de tracer la courbe de comportement normalement consolidé du matériau à l'état saturé dans le plan (indice des vides – contrainte verticale) sur la figure II.17. Ces résultats montrent que les déformations plastiques lors de la phase de chargement suivent sur une courbe appelée la courbe du comportement normalement consolidé. Les courbes de compression tendent vers cette courbe quel que soit l'état initial du sol. La courbe de comportement normalement consolidé présente une équation :

$$e = \alpha(\sigma_v)^\beta \quad (1)$$

où α et β sont deux paramètres constants respectivement égal à 2,89 et $-0,202$.

Les indices des vides obtenus à la fin de chaque étape (hydrique ou mécanique) permettent d'estimer les paramètres mécaniques du sol à l'état saturé pour chaque essai, présentés dans le tableau II.10. La pente de la partie initiale surconsolidée de la courbe de compressibilité (κ) comme la pente élastique de déchargement ($\kappa_{\text{déchargement}}$) sont considérées constantes égales à 0,045. L'intersection entre cette droite et la ligne de normalement consolidé donne la pression de préconsolidation des éprouvettes p_0 . Ces résultats montrent l'augmentation normale de la pression de préconsolidation avec l'augmentation de la densité sèche.

La pente de compression vierge $\lambda(s)$ varie en fonction de l'intervalle de la charge appliquée, la valeur maximale de cette pente (λ_{max}) présentée dans le tableau II.10 est considérée égale à 0,31.

Tableau II.10. Paramètres de compressibilité à l'état saturé

Essai	P ₀ (kPa)	λ _{max}	κ OU κ _{déchargement}
G1	60	0,30	0,045
G2	30	0,31	0,044
G3	20	0,30	0,042
G4	10	0,31	0,048

II.5.2. Comportement mécanique sous différentes succions imposées

Les cycles de chargement/déchargement sous succions différentes (0,5; 4 ; 8 et 20 MPa) sur le mélange de bentonite/limon préparé au même état initial ont été effectués par Cuisinier (2002). Afin de compléter les courbes existantes, un cycle de chargement/déchargement a été réalisé sous les succions de 0, 2 et 3 MPa. Tous les chemins de contrainte suivis dans cette série d'essais sont présentés sur la figure II.18.

L'état initial est représenté par le point A qui correspond à l'état des éprouvettes une fois insérées dans l'œdomètre : la teneur en eau initiale est proche de 15 %, la succion est d'environ 20 MPa. Le poids volumique sec initial est d'environ de 12,7 kN/m³. Les caractéristiques initiales du sol sont présentées dans le tableau II.11. Pour des commodités de représentation, les données obtenues avec une succion nulle seront reportées avec une succion de 0,01 MPa.

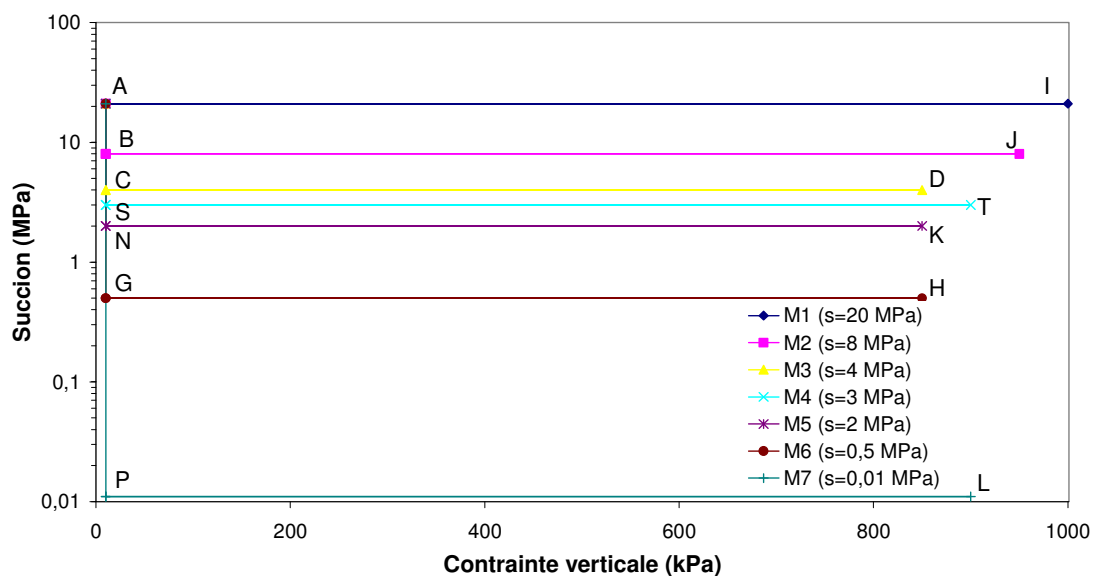


Figure II.18. Chemins de contraintes suivis dans le plan ($\sigma_v^* - s$)

Tableau II.11. Description des chemins suivis

Essai	Chemins suivis
M1	A ₁ -I-A ₂
M2	A-B ₁ -J-B ₂
M3	A-C ₁ -D-C ₂
M4	A-S ₁ -T-S ₂
M5	A-N ₁ -K-N ₂
M6	A-G ₁ -H-G ₂
M7	A-P ₁ -L-P ₂

La figure II.19 présente les courbes de compressibilité obtenues sous les différentes succions imposées. Le cycle de chargement/déchargement sous la succion de 20 MPa est effectué dans un œdomètre avec l'imposition de succion par la méthode des solutions salines.

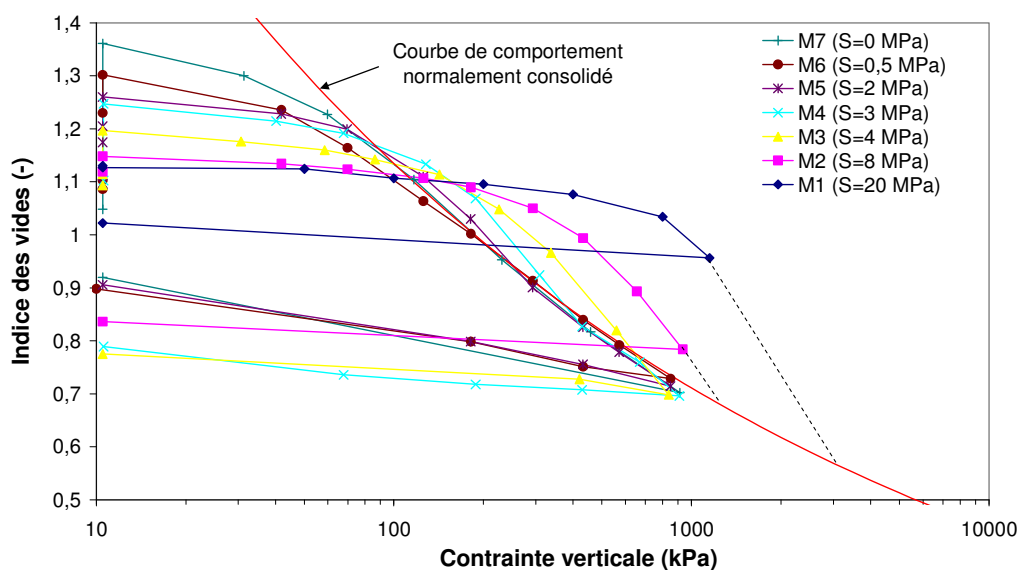


Figure II.19. Courbes de compressibilité sous différentes succions

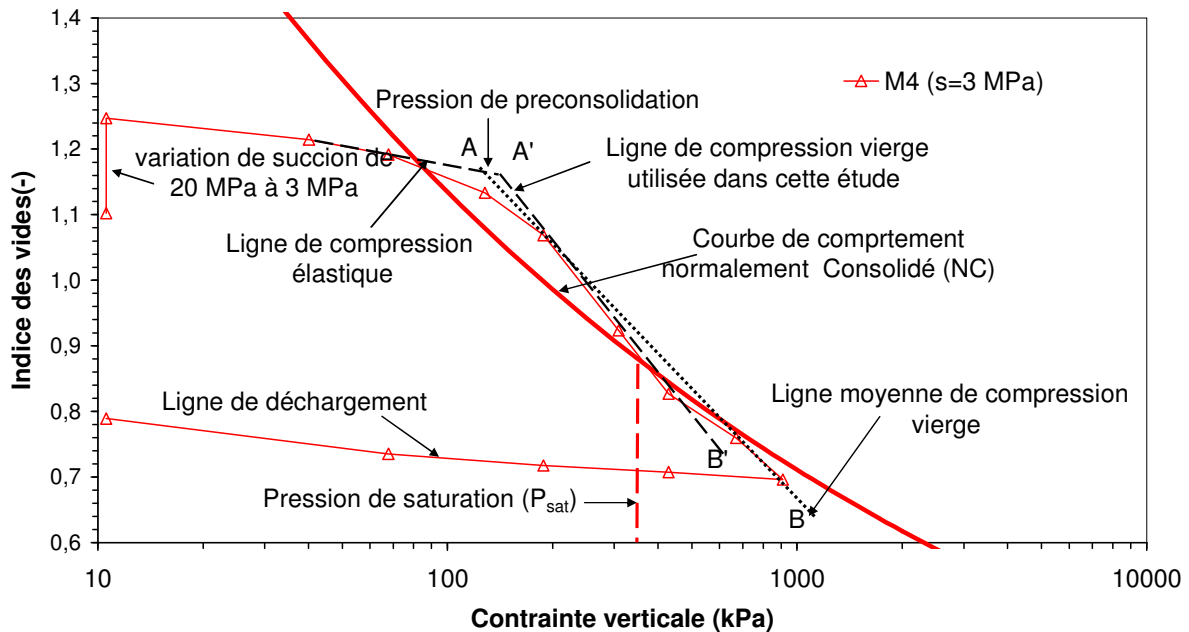


Figure II.20. Détermination des paramètres mécaniques sous une succion de 3 MPa

Les courbes de compressibilité sous différentes succions dépassent tout d'abord la courbe normalement consolidé, par la suite, elles convergent vers l'état saturé sous les fortes contraintes appliquées. Le sol continue son chemin sur la courbe du comportement normalement consolidé à partir d'une pression obtenue par l'intersection de cette courbe et de la courbe de compressibilité à la succion imposée. Pour faciliter l'appellation de ce point dans ce mémoire, nous appellerons cette pression la pression de saturation présentée dans le tableau II.12. La pression de 110 kPa est considérée comme étant la pression de saturation (P_{sat}) sous la succion nulle car les courbes (G1, G2, G3 et G4) suivent le même chemin pour les contraintes appliquées plus élevées que cette pression. Plus la succion imposée est élevée, plus la charge nécessaire pour atteindre cette pression de saturation est importante.

Pour les contraintes inférieures à la pression de saturation, le processus de détermination de chaque paramètre est présenté sur la figure II.20 pour la succion de 3 MPa. En particulier, on montre que la valeur de $\lambda(s)$ est obtenue entre la pression de préconsolidation et la pression de saturation (A'B') et non selon une ligne moyenne de compression vierge (AB). Ce processus a été utilisé pour tous les autres essais effectués. Le tableau II.12 résume les caractéristiques mécaniques du matériau étudié sous les différentes succions imposées.

La pression de préconsolidation augmente en fonction de la succion appliquée. Ce point indique que de manière globale, la désaturation rigidifie le sol.

La pente élastique de déchargement n'est pas constante en fonction de la succion appliquée (Tableau II.12). Cette valeur est égale à 0,015 pour les succions supérieures à 2

MPa. La charge appliquée diminue le volume des macropores dans cette zone de succion (Figure II.6). La pente élastique nommée κ_{MM} est gouvernée par la macrostructure. En revanche, la valeur de la pente de la partie surconsolidée se stabilise à 0,045 dans la zone des succions appliquées à la macrostructure (succions inférieures à 2 MPa). La pente de la partie élastique est appelée $\kappa_{m/M}$ car la charge mécanique est appliquée à la fois sur la macro- et la microstructure.

La pente de la partie surconsolidée (κ) et la pente de déchargement ($\kappa_{\text{déchargement}}$) sont égales pour toutes les succions imposées sauf pour la succion de 2 MPa (Figure II.19 et Tableau II.12). Cette variation de pente à la succion de 2 MPa est probablement dû au fait que cette succion est proche de la limite de micro- et macrostructure (2,5 MPa).

Tableau II.12. Paramètres de compressibilité en fonction de la succion appliquée

Essai	Succion (MPa)	P_0 (kPa)	λ (s)	κ ou $\kappa_{\text{déchargement}}$	P_{sat} (kPa)
M1	20,5	800	0,21	κ_{MM}	~ 3500
M2	8	350	0,27		~ 1500
M3	4	220	0,30		850
M4	3	160	0,31		400
M5	2	110	0,31	$\kappa_{m/M}$	0,015 ou 0,045
M6	0,5	75	0,31		0,045
M7	0	60	0,31		0,045

Cuisinier (2002) étudiant le même matériau, a observé que la variation de λ (s) avec la succion n'est pas monotone (Figure II.21), les valeurs de λ (s) étaient constantes entre 0 et 3 MPa, atteignant une valeur maximale à la succion de 4 MPa et ensuite diminuant avec l'augmentation de la succion. Les valeurs de λ (s) avaient été estimées en considérant la valeur moyenne de l'indice de compression vierge comme la valeur de λ (s) pour les succions entre 0 et 3 MPa sans considérer l'existence de la courbe du comportement normalement consolidé. Au-dessus de la succion de 3 MPa, la pression de saturation n'a pas été atteinte pour les contraintes appliquées (Figure II.19), et donc il y a seulement une pente λ (s) qui diminue avec la succion. En considérant l'existence de la courbe de comportement normalement consolidé et de la pression de saturation, λ (s) reste constante pour les succions proches de saturation et ensuite diminue avec l'augmentation de succion (Figure II.21) comme la majorité des études existantes (i.e. Alonso *et al.*, 1990).

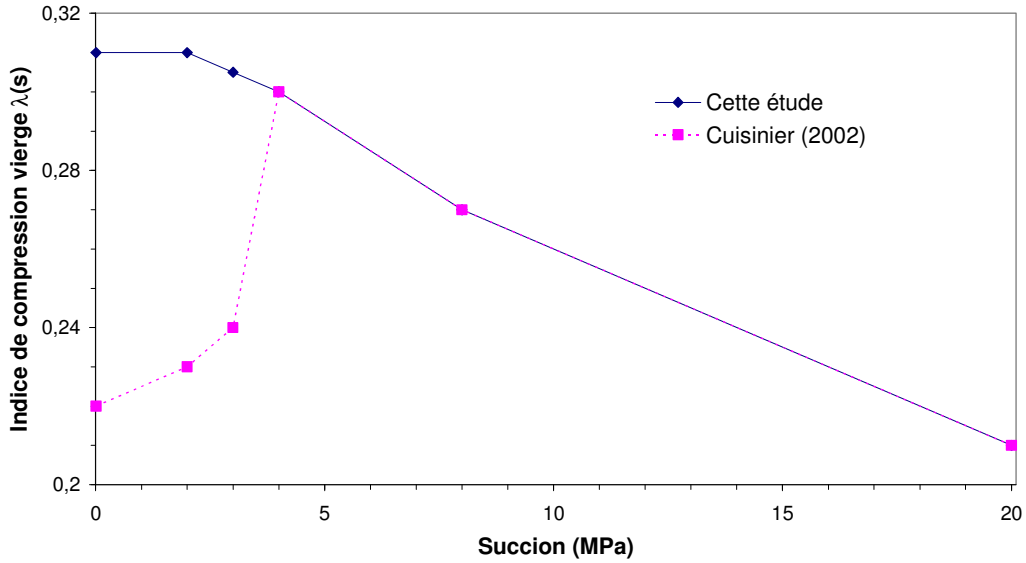


Figure II.21. Variation de l'indice de compression vierge en fonction de la succion imposée

II.5.3. Surfaces de charge

L'ensemble des résultats obtenus présente quatre surfaces de charge (Figure II.22) :

- limite de retrait (LR) ;
- limite de séparation de micro/macro (Lm/M) ;
- surface de comportement saturé (SCS) ;
- surface de chargement-effondrement (LC : *Loading Collapse* du modèle BBM).

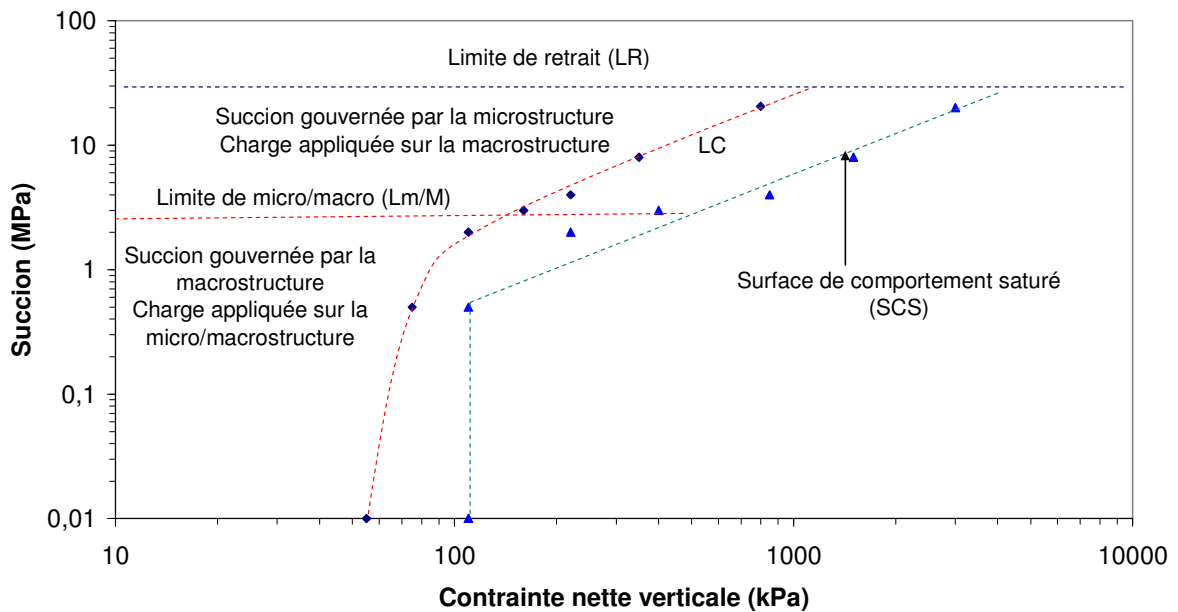


Figure II.22. Surfaces de charge

II.5.3.1. Limite de retrait (LR)

Cette ligne n'est pas influencée par le chemin de contraintes suivi. La succion correspondant à la limite de retrait (s_R) est stabilisée à la valeur de 30 MPa. La ligne de limite de retrait (LR) peut être présentée par l'équation :

$$s - s_R = 0 \quad (2)$$

II.5.3.2. Séparation de micro/macrostructure (Lm/M)

En générale, la valeur de la succion limite séparant la microstructure de la macrostructure n'est pas influencée par la contrainte verticale (Lloret *et al.*, 2003). Cette limite de succion est supposée de 2,5 MPa correspondant au diamètre de pores de 0,150 μm (Figure I.4). L'équation suivante a été proposée pour la ligne de séparation de micro/macrostructure :

$$s - s_{m/M} = 0 \quad (3)$$

II.5.3.3. Effondrement mécanique (LC)

Les pressions de préconsolidation obtenues sous différentes succions sont présentées dans le tableau II.12. Les paramètres mécaniques obtenus par ces chemins correspondent au modèle de base de Barcelone (BBM), c'est-à-dire; en augmentant la succion, la pression de préconsolidation apparente $p_0(s)$ augmente et la pente de compression vierge $\lambda(s)$ diminue. Le modèle BBM suppose aussi que la pente élastique κ n'est pas influencée par la succion imposée et reste constante. Cependant, cela n'est pas vérifié par nos essais. La valeur de $\kappa_{m/M}$ (0,045) est supposée comme la pente élastique pour les succions inférieures à 2,5 MPa. Pour les succions supérieures de 2,5 MPa, la pente élastique (κ_{MM}) est égale à 0,015. Les équations (4a), (4b) et (4c) sont les expressions de la courbe LC. Le tableau II.13 présente les paramètres de la surface de charge (LC).

$$\frac{p_0}{p_c} = \left(\frac{p^*_0}{p_c} \right)^{\left(\frac{\lambda(0) - \kappa_{m/M}}{\lambda(s) - \kappa_{m/M}} \right)} \quad \text{pour les succions inférieures à 2,5 MPa} \quad (4a)$$

$$\frac{p_0}{p_c} = \left(\frac{p^*_0}{p_c} \right)^{\left(\frac{\lambda(0) - \kappa_{MM}}{\lambda(s) - \kappa_{MM}} \right)} \quad \text{pour les succions supérieures à 2,5 MPa} \quad (4b)$$

$$\text{avec } \lambda(s) = \lambda(0) \left[(1-r) \exp(-\beta s) + r \right] \quad (4c)$$

Tableau II.13. Paramètres de la surface de charge (LC)

paramètre	Description	Valeur
p^*_0	Contrainte de préconsolidation apparente à la saturation	60 kPa
p_c	Pression de référence	0,001 kPa
$\kappa_{m/M}$	Pente élastique de la zone où la charge est appliquée à la macro- et microstructure	0,045
κ_{MM}	Pente élastique de la zone où la charge est appliquée à la macrostructure	0,015
$\lambda(0)$	Pente de compression vierge sous une succion nulle	0,31
r	Constante égale au rapport entre $\lambda(s \rightarrow \infty) / \lambda(0)$	0,8
β	Constante contrôlant le taux d'augmentation de la raideur avec la succion	0,12 MPa ⁻¹

II.5.3.4. Surface de comportement saturé (SCS)

La succion pour laquelle le sol manifeste un comportement de sol saturé est présentée dans le tableau II.12. L'équation proposée pour cette ligne est :

$$\sigma_v = \sigma(s_0) \text{ pour les succion inférieures à } 0,5 \text{ MPa} \quad (5a)$$

$$s_{SCS} = s_0 + h_0 * \ln\left(\frac{\sigma_v}{\sigma(s_0)}\right) \text{ pour les succion supérieures à } 0,5 \text{ MPa} \quad (5b)$$

où s_0 , $\sigma(s_0)$ et h_0 sont les trois paramètres constants étant respectivement égal à 0,5 MPa, 110 kPa et 2,8 pour ce sol.

II.6. INFLUENCE D'UN CYCLE D'HUMIDIFICATION SUR LE COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE

Cette partie sera consacrée à l'étude des propriétés hydromécaniques des éprouvettes soumises aux différentes contraintes verticales à partir d'essais œdométriques avec l'imposition de succion par la méthode osmotique. Les éprouvettes destinées à ces essais ont été préparées au même état initial ($\gamma_{oi}=12,7 \text{ kN/m}^3$, $w_i=15 \%$). A différentes contraintes verticales, la succion des éprouvettes a été diminuée par paliers successifs jusqu'à 0 MPa correspondant à l'état saturé. Une fois la saturation atteinte, la succion a été augmentée

jusqu'à 8 MPa, valeur maximale applicable par la méthode osmotique. Le chemin hydrique de l'essai H1 est obtenu par l'imposition de succion à l'éprouvette sous la masse de piston sans imposition de contrainte verticale (5 kPa). Les chemins de contraintes suivis par les essais effectués dans le plan (σ_v - s) sont indiqués sur la figure II.23 et dans le tableau II.14.

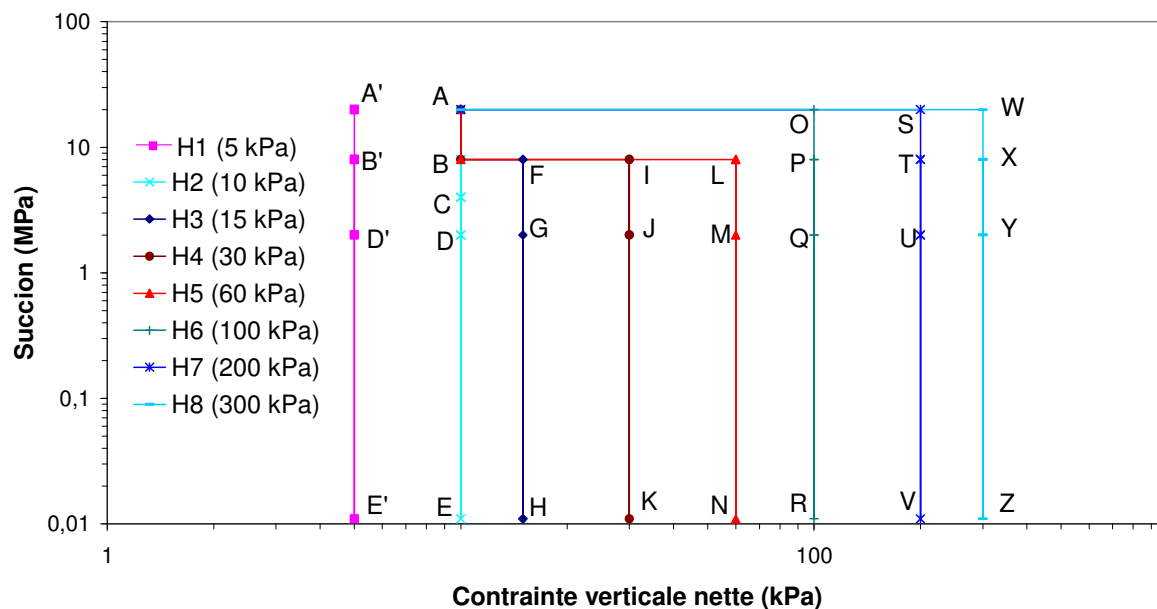


Figure II.23. Chemins de contraintes suivis dans le plan ($\sigma_v^* - s$)

Tableau II.14. Description des chemins suivis

Essai	Contrainte (kPa)	Chemins suivis
H1	5	A'-B'-D'-E'-D'-B'
H2	10	A-B-C-D-E-D-C-B
H3	15	A-B-F-G-H-F
H4	30	A-B-I-J-K-J-I
H5	60	A-B-L-M-N-L
H6	100	A-O-P-Q-R-P
H7	200	A-S-T-U-V-U-T
H8	300	A-W-X-Y-Z-Y-X

Les résultats sont présentés dans le plan (indice des vides– log s) sur la figure II.24. Ils sont divisés en trois catégories :

- cycles d'humidification appliqués sous les contraintes inférieures à 60 kPa ;
- cycles d'humidification appliqués sous les contraintes supérieures à 60 kPa ;
- cycles de séchage pour toutes les contraintes appliquées.

La contrainte de 60 kPa correspond à la pression de préconsolidation à la saturation complète, obtenue pour l'essai M7 (Tableau II.12).

La figure II.24-a montre que sur le chemin d'humidification, un gonflement important a lieu sous des succions élevées et que lorsque la succion est proche de zéro, la variation de l'indice des vides est moindre. Cela indique l'existence d'une limite entre le comportement de micro- et de macrostructure pour chaque contrainte appliquée. Les intersections entre les deux parties de chaque courbe déterminent une ligne de limite de micro- et macrostructure. La succion limite entre la micro et la macrostructure ($s_{m/M}$) reste constante avec la contrainte appliquée. Lors de ces humidifications, aucun effondrement mécanique n'est observé.

La figure II.24-b présente l'apparition de l'effondrement mécanique pour les contraintes supérieures à 60 kPa pendant la phase d'humidification. La courbe d'humidification sous la contrainte verticale de 5 kPa a été aussi reportée sur cette figure. La courbe de l'effondrement mécanique ou LC dans le plan (e-log s) a été obtenue par l'interpolation des pressions de préconsolidation de différentes succions appliquées présentés dans le tableau II.12. La succion à laquelle l'effondrement du sol est engendré sous une contrainte mécanique appliquée, est nommée s_{LC} .

En séchage, une légère diminution de retrait en fonction de l'augmentation de la charge appliquée inférieures à 60 kPa est obtenue sur la figure II.24-c. Cette diminution est plus importante pour les contraintes élevées de 200 et 300 kPa.

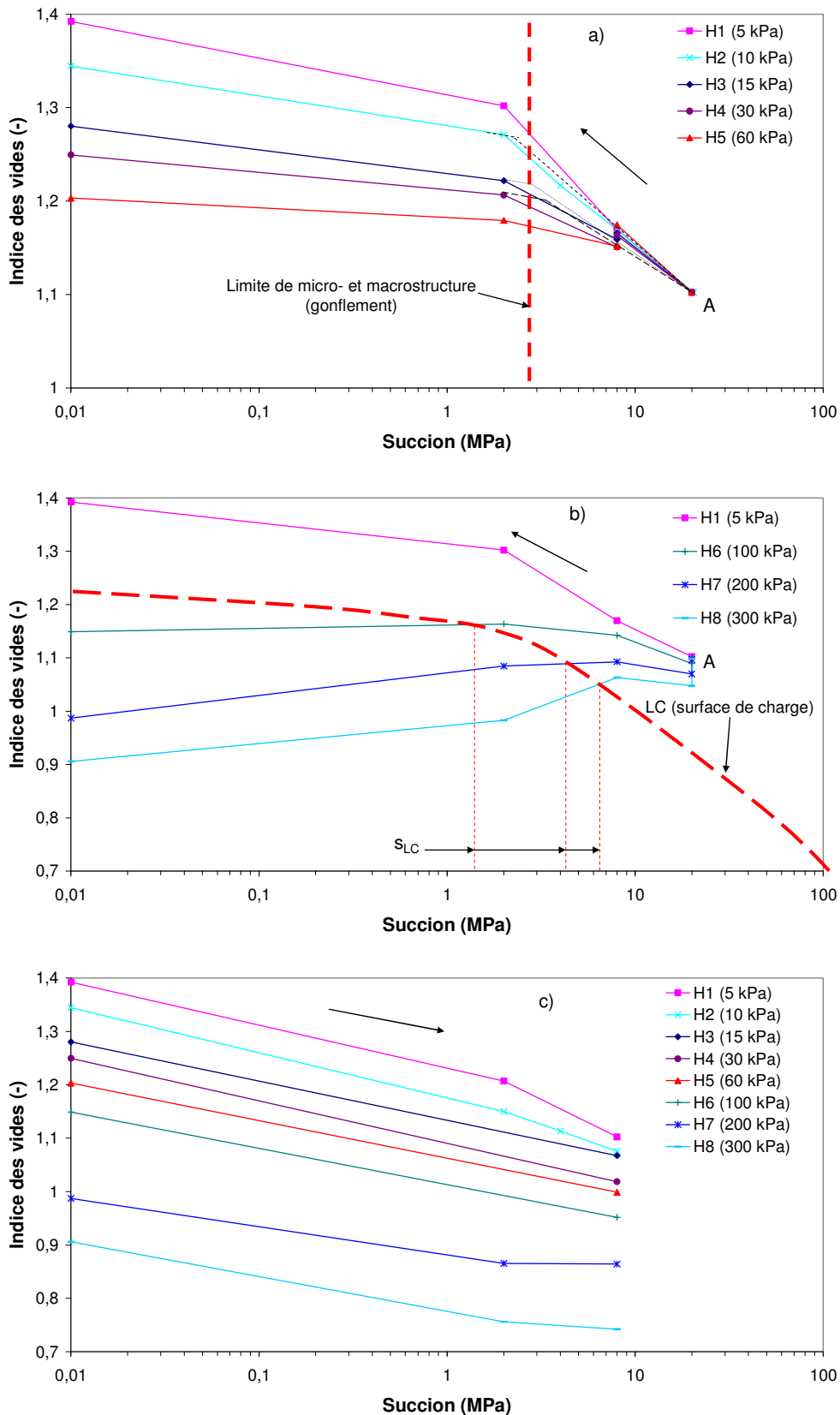


Figure II.24. Courbes (e-log s) des éprouvettes de mélange compacté aux différentes contraintes verticales, a) la phase d'humidification pour les contraintes inférieures à 60 kPa, b) la phase d'humidification pour les contraintes supérieures à 60 kPa, c) la phase de séchage pour toutes les contraintes appliquées

Les courbes de cycle hydrique de succion sous les charges verticales de 10 et 100 kPa ont été choisies sur la figure II.25 pour expliquer clairement la différence de comportement entre la macro- et la microstructure. Pour une meilleure visibilité de la lecture, chaque phase de comportement est représentée par une ligne au lieu des points expérimentaux.

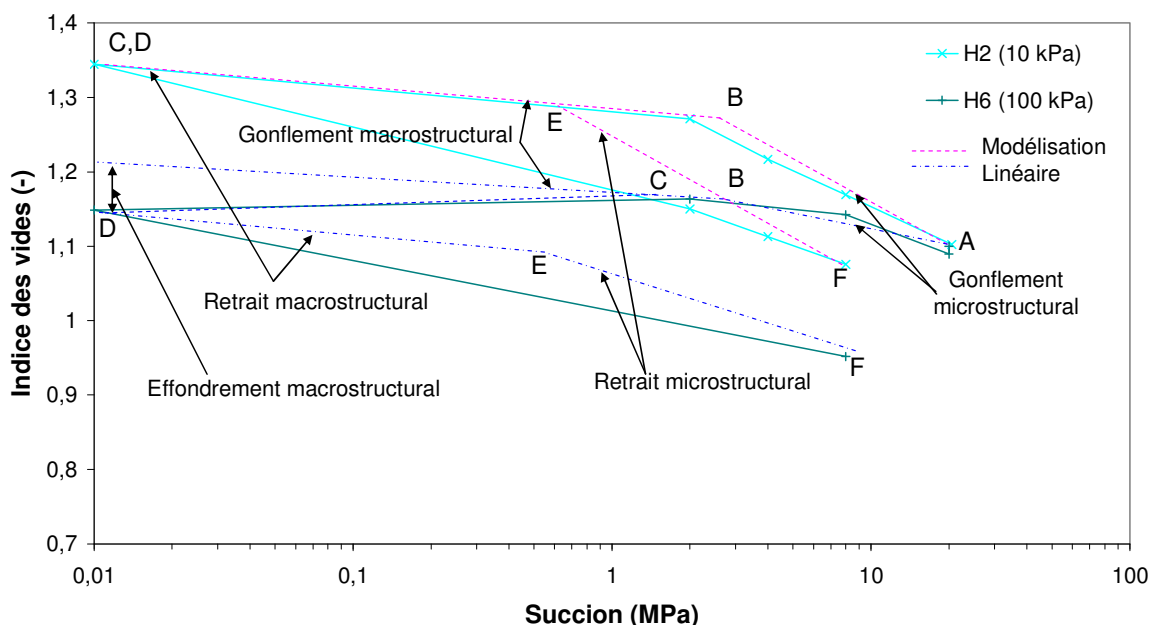


Figure II.25. Courbes d'humidification et de dessiccation sous les contraintes de 10 et 100 kPa

- Phase (A-B)

Cette partie présente un gonflement microstructural élastique pour les valeurs de succion au-dessus de la valeur de la succion qui délimite les inter- et intra-agrégat. Dans cette phase, la succion n'est imposée qu'à la microstructure. La pente de déformation volumique de microstructure dépend de la charge verticale appliquée et aussi de l'état initial du sol (figures II.10 et II.13). Les déformations élastiques de microstructure sont définies par :

$$\Delta \varepsilon_m^e = \frac{\kappa_m}{1+e_0} \frac{ds}{s} \quad (6)$$

où κ_m est la pente de la partie élastique de microstructure.

- Phase (B-C)

Dans cette phase, la macrostructure présente un gonflement élastique pour les succions moins élevées que la limite de séparation de micro- et macrostructure. Ces déformations sont calculées par :

$$\Delta \varepsilon_M^e = \frac{\kappa_M}{1+e_0} \frac{ds}{s} \quad (7)$$

où κ_M est la pente de la partie élastique de macrostructure. Cette partie reste élastique jusqu'à ce que le point à la surface de charge (LC) soit activé.

- *Phase (C-D)*

Ce domaine présente la déformation plastique ou l'effondrement de la macrostructure. Les déformations plastiques de macrostructure sont créées par l'activation de la surface de charge LC. Cette phase n'est pas apparue pour la charge verticale de 10 MPa. En revanche, l'effondrement du sol sous la contrainte de 100 kPa commence à une succion d'environ 2 MPa et atteint sa valeur maximale à la succion nulle (Figure II.25).

Les chemins d'humidification sous les contraintes de 100 et de 200 kPa sont réalisés en trois paliers. Pour les analyses plus précises, nous avons comparé ces deux essais avec ceux dans les mêmes conditions en cinq paliers de succion effectués par Cuisinier (2002) sur la figure II.26. Ces résultats sont comparables et montrent qu'il y a une baisse de l'indice des vides après l'activation de LC (effondrement). A ce stade, la déformation plastique de la macrostructure est contrôlée par l'équation :

$$\Delta \varepsilon_M^p = \frac{\lambda_{\text{eff}} - \kappa_M}{1 + e_0} \frac{ds}{s} \quad (8)$$

où λ_{eff} est la pente de la partie plastique de la macrostructure dans le plan (indice des vides – log s). La valeur de λ_{eff} augmente en fonction de la charge appliquée (Figure II.26). Cependant, la variation de l'indice des vides diminue en s'approchant de l'état saturé du sol. Cela correspond à la surface de comportement saturé (SCS) qui a été présentée dans la partie précédente. Dans cette zone, la déformation volumique du sol est quasiment nulle ; c'est-à-dire que la déformation plastique serait égale à la déformation élastique de macrostructure.

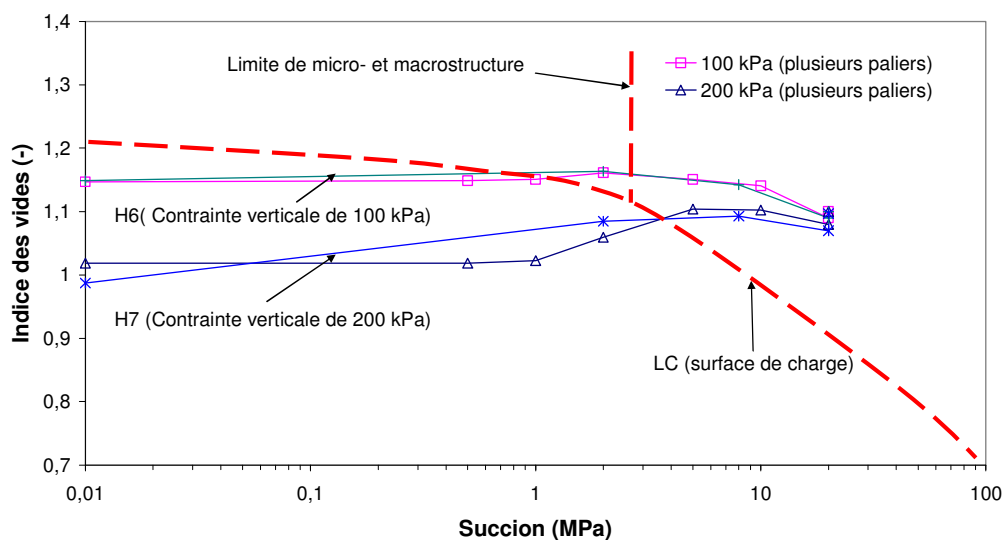


Figure II.26. Courbes d'humidification sous la contrainte de 100 et 200 kPa

Le tableau II.15 résume les différents paramètres hydriques pendant la phase d'humidification (A-D) du sol compacté. La succion qui sépare la micro et la macrostructure ($s_{m/M}$) reste très proche de 2,5 MPa avec la charge imposée. On peut considérer que la charge mécanique n'influence pas la limite entre la micro et la macrostructure. La pente élastique de microstructure (κ_m) diminue en fonction de la charge appliquée. La figure II.27 présente la variation de la pente microstructurale en fonction de la charge appliquée. L'équation :

$$\kappa_m = A(e_0) * \exp(-B * \sigma_v) \quad (9)$$

a été utilisée pour traiter les résultats expérimentaux où σ_v est la contrainte verticale en kPa et e_0 est l'indice des vides initial du sol. Les paramètres A et B sont égaux de 0,0764 et 0,0043 pour ce mélange compacté. Le modèle BExM définit cette pente de microstructure en fonction de la contrainte effective ($\sigma_v + s$).

Tableau II.15. Paramètres hydriques en fonction de la contrainte appliquée lors d'humidification

Essai	Contrainte (kPa)	κ_M	κ_m	$s_{m/M}$ (MPa)	s_{LC} (MPa)	λ_{eff}
H1	5	0,017	0,087	2	---	---
H2	10	0,014	0,079	2,2	---	---
H3	15	0,011	0,075	2,5	---	---
H4	30	0,01	0,067	2,8	---	---
H5	60	0,01	0,054	2,9	---	---
H6	100	0,015	0,046	3	1,7	-0,015
H7	200	0,015	0,032	3	3,5	-0,051
H8	300	0,015	0,015	3	6	-0,058

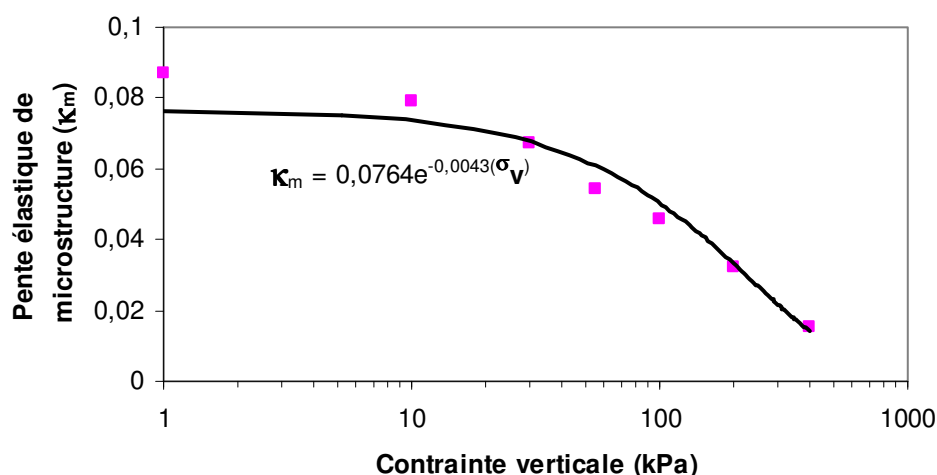


Figure II.27. Variation de la pente microstructurale en fonction de la charge appliquée

La pente élastique (κ_M) qui gouverne la variation de déformation de la macrostructure est moins sensible aux différentes charges appliquées. La valeur de 0,015 est considérée comme la pente de macrostructure. La surface LC n'est pas touchée pour les contraintes de moins de 60 kPa. A partir de cette contrainte, la succion s_{LC} et la valeur absolue de λ_{eff} augmentent en fonction de la contrainte appliquée.

- *Phase (D-E)*

Dans cette phase, les déformations élastiques macrostructurales dues au retrait sont reproduites. Le retrait entre l'état saturé et le point d'entrée d'air reste élastique indépendamment de la charge appliquée, avec une pente κ_M qui est la pente élastique de la macrostructure.

- *Phase (E-F)*

Pour les valeurs de succion plus élevées que celles du point d'entrée d'air, le sol présente un retrait microstructural avec une pente élastique. La variation des retraits microstructuraux est gouvernée par la pente élastique de microstructure (κ_m) dans ce domaine (EF est parallèle à AB). La diminution du retrait de sol pour les charges plus élevées est aussi expliquée par ce phénomène.

Ces résultats montrent que le sol présente un retrait cumulé à la fin des cycles de séchage/humidification effectués. Les pentes élastiques de micro- et de macrostructure peuvent être considérées identiques pour les phases de retrait et de gonflement. C'est seulement la limite de succion entre la micro- et la macrostructure qui varie en fonction des chemins de contrainte suivis. Cette variation est à la base de l'apparition du retrait cumulé lors de ces essais.

L'ensemble des résultats permet de déterminer qualitativement l'augmentation de la pression de préconsolidation due à l'accumulation de retrait lors de ce cycle de séchage/humidification (Figure II.28). Nous pouvons considérer que ce seul cycle approche les deux surfaces de LC et SCS et augmente aussi la limite entre micro et macrostructure à une succion plus élevée que 2,5 MPa.

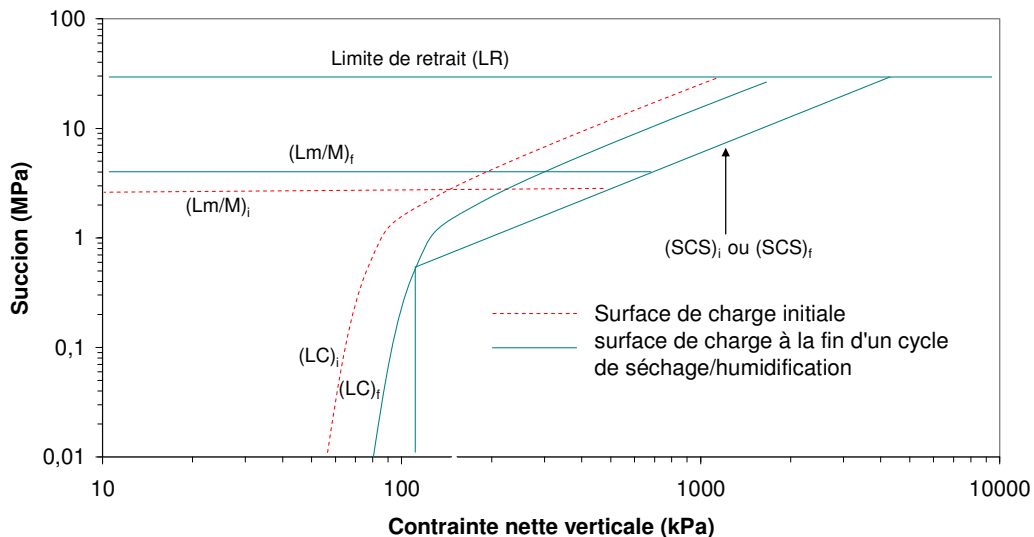


Figure II.28. Surfaces de charge à la fin d'un cycle de séchage/humidification

Un cycle de chargement/déchargement sous différentes succions semble nécessaire à la fin de ces variations de succion pour déterminer quantitativement la valeur exacte de la pression de préconsolidation et éventuellement les surfaces de charges finales. Ce cycle permettrait également de vérifier si SCS est influencée par le cycle de séchage/humidification ou non.

II.7. INFLUENCE DE PLUSIEURS CYCLES DE SUCCION SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE DES SOLS

Cette partie est consacrée à l'étude de l'influence des cycles d'humidification et de séchage sur le comportement mécanique du même mélange. Les résultats obtenus seront exploités pour prédire certains paramètres hydromécaniques de la microstructure et de la macrostructure.

Il faut rappeler que dans ces essais, l'état d'équilibre hydrique, à cause de la faible perméabilité du matériau, est atteint au bout de plusieurs mois de temps d'imposition de succion. Il est donc essentiel d'appliquer un nombre optimal de chemins de contrainte pour étudier le comportement hydromécanique du sol.

Les chemins de contrainte suivis de sept essais effectués (O1, O2, O3, O4, O5, O6, O7 et O8) sont indiqués sur la figure II.29 et dans le tableau II.16.

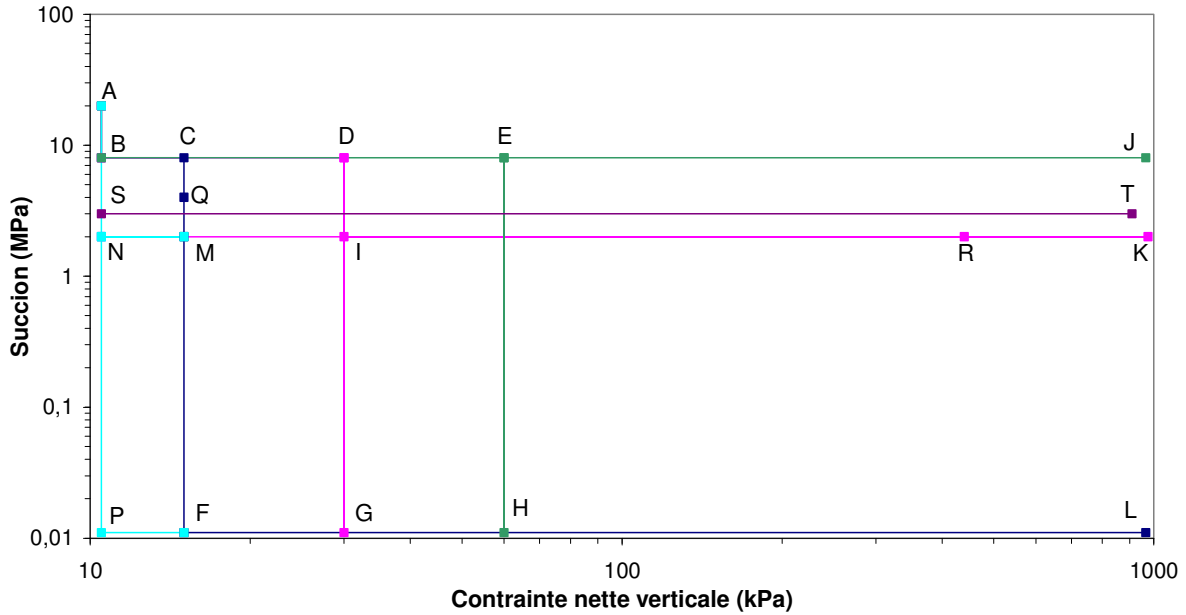


Figure II.29. Chemins de contraintes suivis dans le plan ($\sigma_v^* - s$)

Tableau II.16. Description des chemins suivis

O1	A-B-S ₁ -P ₁ -S ₂ -P ₂ -S ₃ -P ₃ -S ₄ -T-S ₅
O2	A-B ₁ -S ₁ -B ₂ -S ₂ -B ₃ -S ₃ -T-S ₄
O3	A-B-C ₁ -F ₁ -C ₂ -F ₂ -C ₃ -F ₃ -C ₄ -F ₄ -L ₁ -F ₅
O4	A-B-D ₁ -G ₁ -D ₂ -G ₂ -D ₃ -G ₃ -D ₄ -I-K ₁ -M
O5	A-B-E ₁ -H ₁ -E ₂ -H ₂ -E ₃ -H ₃ -E ₄ -J ₁ -C ₅
O6	A-B-C ₁ -Q ₁ -M ₁ -Q ₂ -C ₂ -M ₂ -C ₃ -M ₃ -C ₄
O7	A-N ₁ -R-N ₂ -P-N ₃ -K-N ₄
O8	A-N ₁ -R-N ₂ -B-N ₃ -K-N ₄

II.7.1. Essais O1 et O2

Pour ces deux essais, la succion du sol a été diminuée de 20 MPa à 3 MPa sous la contrainte mécanique initiale de 10 kPa (A-B-S). Ensuite, pour l'essai O1 plusieurs cycles de succion ont été appliqués entre 0 et 3 MPa (S-P), et entre 3 et 8 MPa (S-B) pour l'essai O2 sous la même contrainte initiale. La figure II.30 présente la variation de l'indice des vides en fonction de succions appliquées pour ces deux essais.

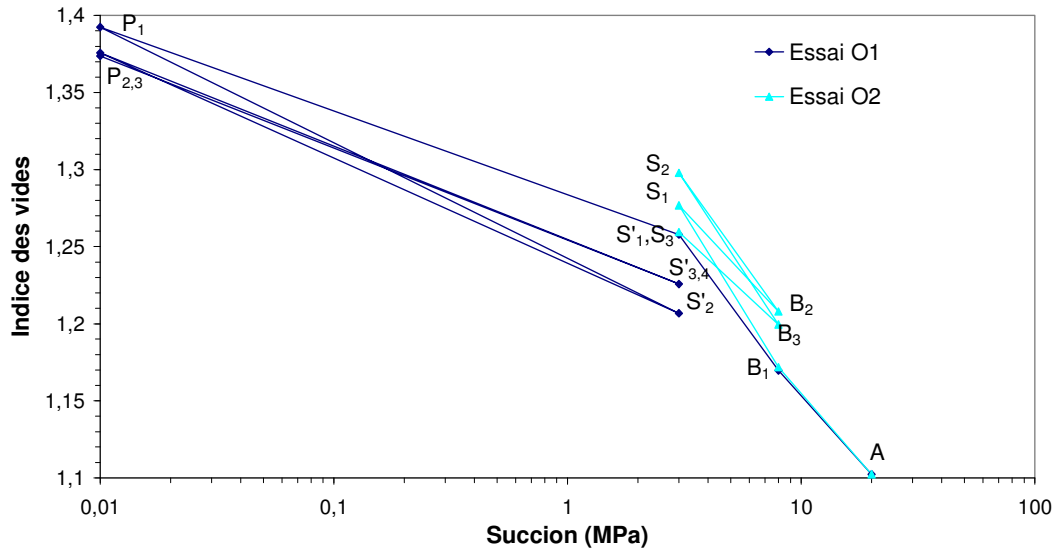


Figure II.30. Variation de l'indice des vides en fonction de la succion appliquée (essai O1 et O2)

Les cycles de succion entre 0 et 3 ont été appliqués à la macrostructure de l'éprouvette O1. Un retrait cumulé a été observé pendant le premier cycle hydrique entre 0 et 3 MPa (S'_1 - P_1 - S'_2). L'état d'équilibre a été atteint à la fin du troisième cycle de succion (S'_3 - P_3 - S'_4). La pente élastique de macrostructure est de 0,02 proche de la valeur κ_M qui est égale à 0,015 présentée dans le tableau II.15.

Par ailleurs, les cycles de succion entre 3 et 8 MPa (essai O2) confirment l'influence plus importante de l'application de succion sur la microstructure. Une petite variation volumique est observée à la fin du premier cycle de succion (B_1 - S_1 - B_2). Lors des cycles successifs, le sol présente un retrait cumulé qui élimine quasiment le gonflement initial. Le comportement du sol peut être globalement considéré élastique dans cette zone. La pente élastique de microstructure est de 0,075 proche de la valeur de 0,079 présentée dans le tableau II.15 pour l'essai H2.

A la fin des cycles hydriques, un chargement/déchargement a été appliqué jusqu'à la contrainte verticale de 900 kPa sous la succion de 3 MPa (S-T-S). Les résultats obtenus lors des essais O1 et O2 ont été comparés avec la courbe de compressibilité de l'essai M4 effectué sans application de cycles de succion (figure II.31). Les paramètres mécaniques (κ , $\lambda(s)$ et $p_0(s)$) de différents cycles de chargement/déchargement à la succion de 3 MPa sont présentés dans le tableau II.17.

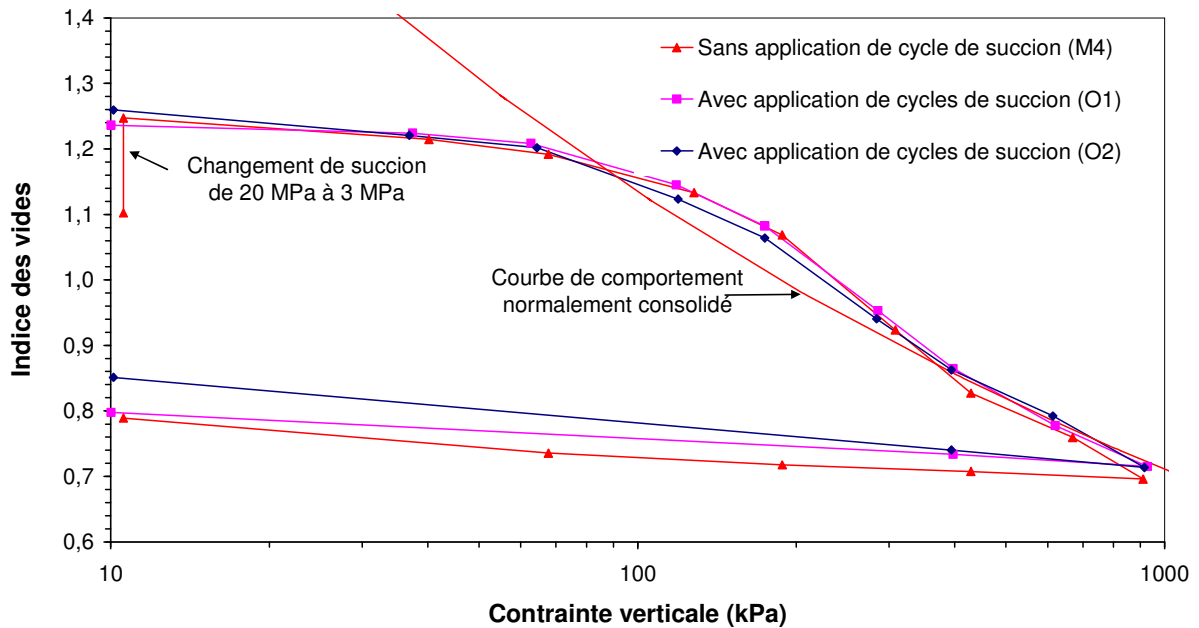


Figure II.31. Courbe de compressibilité mécanique à la succion de 3 MPa avec et sans application des cycles de succion (essai M4, O1 et O2)

Tableau II.17. Paramètres mécaniques des essais O1 et O2 sous la succion de 3 MPa

Essai	Chemin de contrainte	Succion appliquée (MPa)	$p_0(s)$ (kPa)	κ	$\kappa_{\text{déchargement}}$	$\lambda(s)$	P_{sat} (kPa)
O1	P ₃ -S ₄ -T-S ₅	0 à 3	150	0,015	0,018	0,29	400
O2	B ₃ -S ₃ -T-S ₄	8 à 3	170	0,015	0,030	0,30	400
M4	A-S ₁ -T-S ₂	20 à 3	160	0,015	0,015	0,31	400

La pression de préconsolidation a été légèrement modifiée lors des cycles hydriques de l'essai O1 et O2.

La pente de compression vierge $\lambda(s)$ ainsi que la pente de compression élastique κ après les cycles hydriques pour les deux essais (O1 et O2) restent proches de la valeur de la pente obtenue pour la courbe de l'essai M4 sans cycles hydriques (Tableau II.17).

La pente élastique de déchargement augmente après l'application des cycles hydriques pour les deux essais (Tableau II.17). La variation de cette pente sous la succion de 3 MPa est produite par le fait que cette succion est proche de la succion transitoire entre la micro et macrostructure (~2 MPa).

La variation de l'ensemble des paramètres mécaniques du sol n'est pas significative, les surfaces de charge initiales présentées sur la figure II.22 ne sont pas influencés par les cycles de succion appliqués sur la macrostructure (essai O1) et sur la microstructure (essai O2). Ces résultats montrent aussi que l'application des cycles de succion séparément à la

micro- ou la macrostructure ne produit pas des variations importantes des paramètres mécaniques.

II.7.2. Essais O3, O4 et O5

Pour les trois essais (O3, O4 et O5), l'état initial est le même que les précédents essais, est représenté par le point A. Comme la succion maximale imposée par la méthode osmotique est limitée à 8 MPa, le point de départ des trois cycles de succion a été fixé à cette valeur. Le point B représente la succion de 8 MPa à la même pression verticale initiale pour les trois éprouvettes (10 kPa). Par la suite, trois charges différentes ont été appliquées aux trois éprouvettes : 15 kPa (point C₁) pour l'essai O3, 30 kPa (point D₁) pour l'essai O4 et 60 kPa (point E₁) pour l'essai O5. Puis, trois cycles successifs d'humidification et de dessiccation à deux succions de 0 et 8 MPa ont été appliqués (Figure II.29 et Tableau II.16). Les contraintes choisies sont inférieures à la contrainte de préconsolidation sous une succion nulle pour éviter à ce stade, l'apparition des déformations plastiques dues à l'activation du LC. Au bout des cycles successifs de succion, un cycle de chargement/déchargement a été appliqué sur ces trois éprouvettes sous trois succions : 0 MPa pour l'essai O3, 2 MPa pour l'essai O4 et 8 MPa pour l'essai O5. La contrainte verticale maximale appliquée est environ de 970 kPa.

Les déformations volumiques de ces trois essais sont comparées avec celles de l'essai O1 sur les figures II.32, II.33 et II.34. Le premier cycle d'humidification produit un gonflement pour chacune des trois éprouvettes. Par la suite, les éprouvettes manifestent un retrait cumulé lors des cycles successifs suivants. Enfin, les déformations volumiques convergent vers un point d'équilibre, autrement dit, le sol présente un comportement totalement réversible. Toutefois, pour l'essai O5, un ou deux cycles supplémentaires auraient été nécessaires pour atteindre cet état réversible.

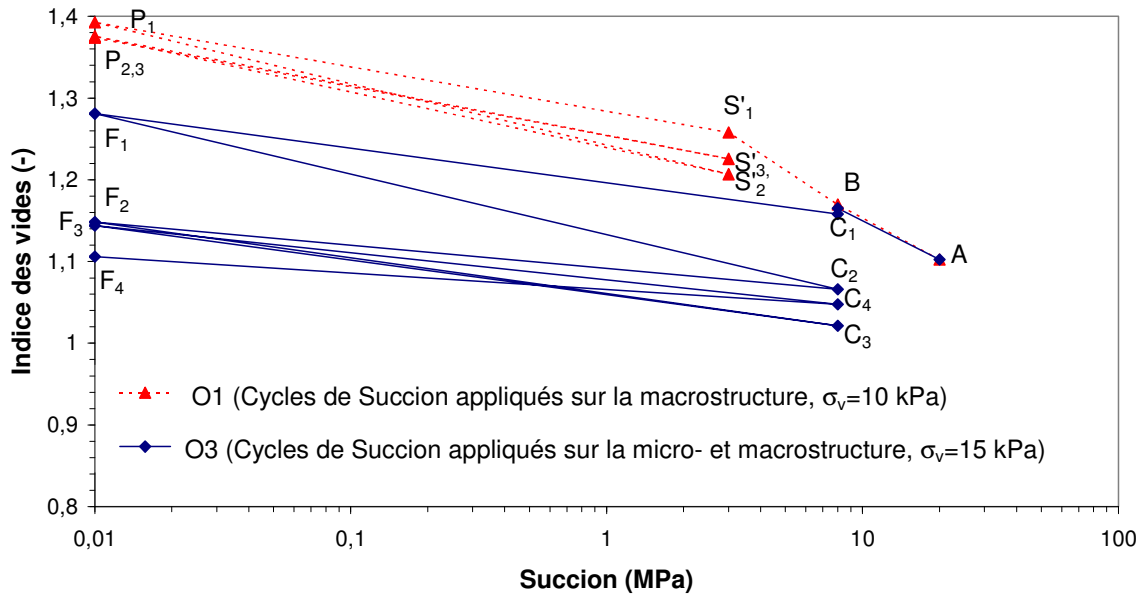


Figure II.32. Déformations volumiques sous des cycles de succion à la contrainte verticale constante de 15 kPa (essai O3)

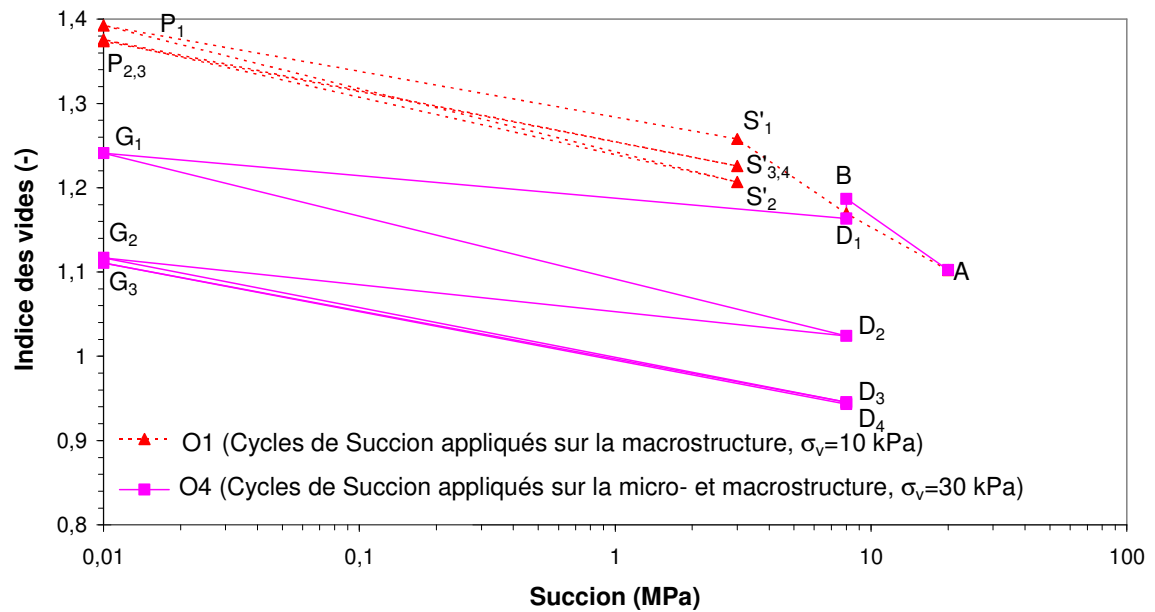


Figure II.33. Déformations volumiques sous des cycles de succion à la contrainte verticale constante de 30 kPa (essai O4)

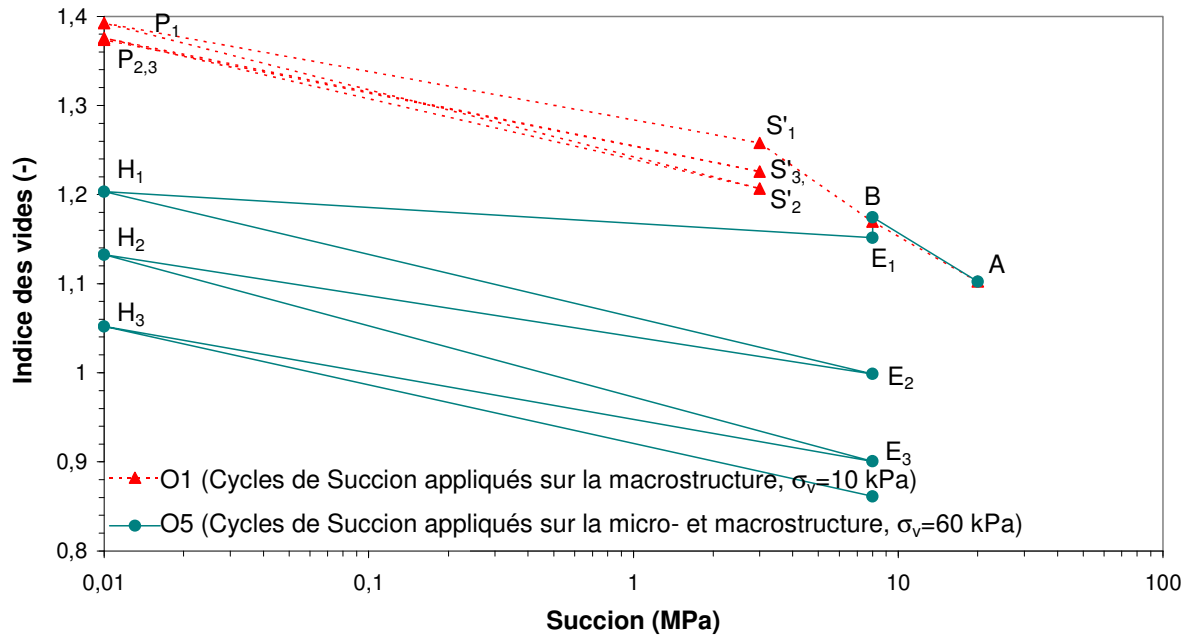


Figure II.34. Déformations volumiques sous des cycles de succion à la contrainte verticale constante de 60 kPa (essai O5)

Pour observer le comportement élastique du sol, les déformations volumiques de gonflement ou de retrait dues à chaque application de succion ont été présentées en fonction du nombre de cycle sur la figure II.35 pour l'éprouvette sous la contrainte verticale de 30 kPa. Quand le nombre de cycles augmente, la différence entre le retrait et le gonflement volumique de deux cycles de succion consécutifs d'humidification/séchage converge vers zéro. Après cette convergence, un état stable élastique du matériau est atteint au dernier cycle des succions appliquées pour les deux premières éprouvettes (O3 et O4).

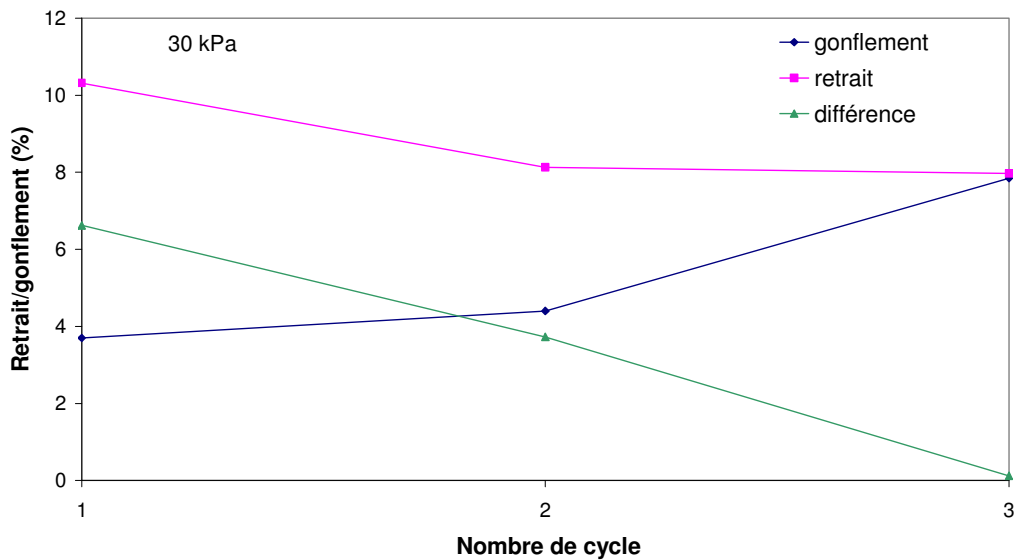


Figure II.35. Evolutions de retrait/gonflement sous des cycles de succions à la contrainte verticale constante de 30 kPa

Par la suite, un cycle de chargement/déchargement sous trois succions différentes (0 MPa, 2 MPa et 8 MPa) a été appliqué après avoir atteint l'état d'équilibre des cycles hydriques successifs (figure II.36). La désaturation d'un sol soumis à une augmentation de succion a tendance à le rigidifier et à le densifier, ce qui se traduit par une augmentation de la pression de préconsolidation, qui délimite la zone où le comportement du sol est raisonnablement élastique (zone surconsolidée) de la zone où la compression engendre des déformations irréversibles. Ce phénomène a été vérifié pour les trois essais O3, O4 et O5.

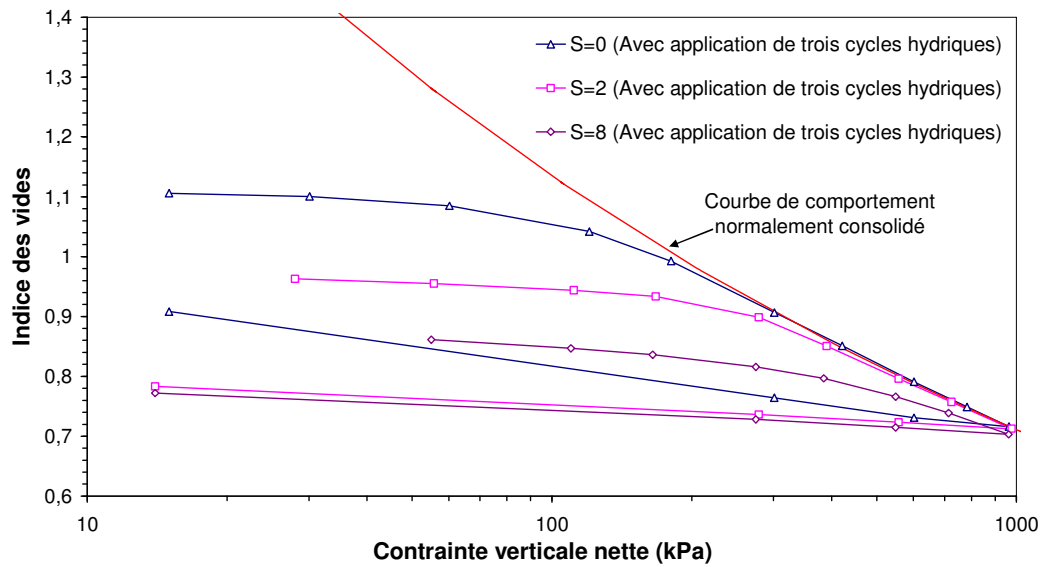


Figure II.36. Evolution de l'indice des vides sous un cycle de chargement/déchargement sous trois succions différentes constantes imposées

Les cycles d'humidification/séchage changent les paramètres mécaniques du sol : la pente de compression vierge $\lambda(s)$, la pression de préconsolidation apparente des éprouvettes $p_0(s)$ et la pente élastique κ . Les figures II.37, II.38 et II.39 comparent les deux séries de courbes de compressibilité avec et sans application des cycles de succion pour chacune des succions de 0 MPa (essai O3 et M7), 2 MPa (essai O4 et M5) et 8 MPa (Essai O5 et M2).

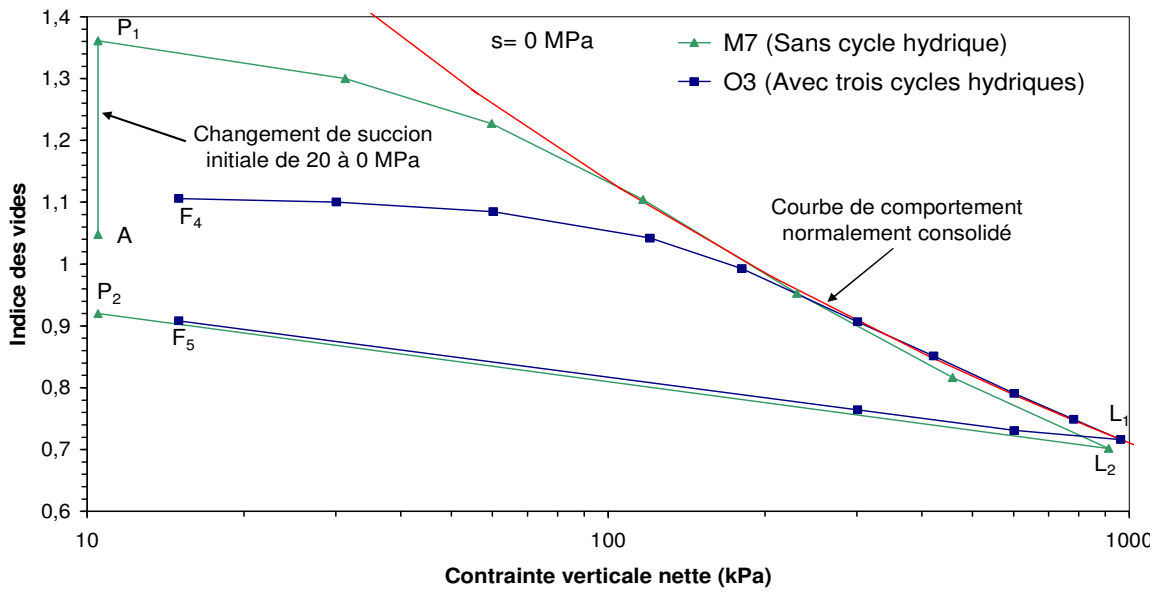


Figure II.37. Courbes de compressibilité pour les deux séries des essais sous la succion de 0 MPa

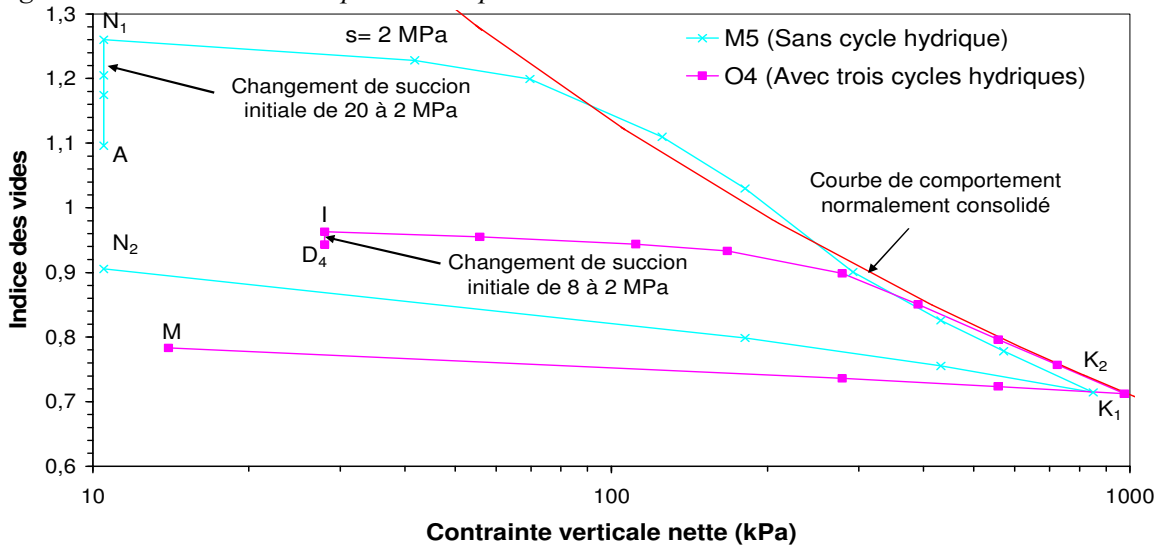


Figure II.38. Courbes de compressibilité pour les deux séries des essais sous la succion de 2 MPa

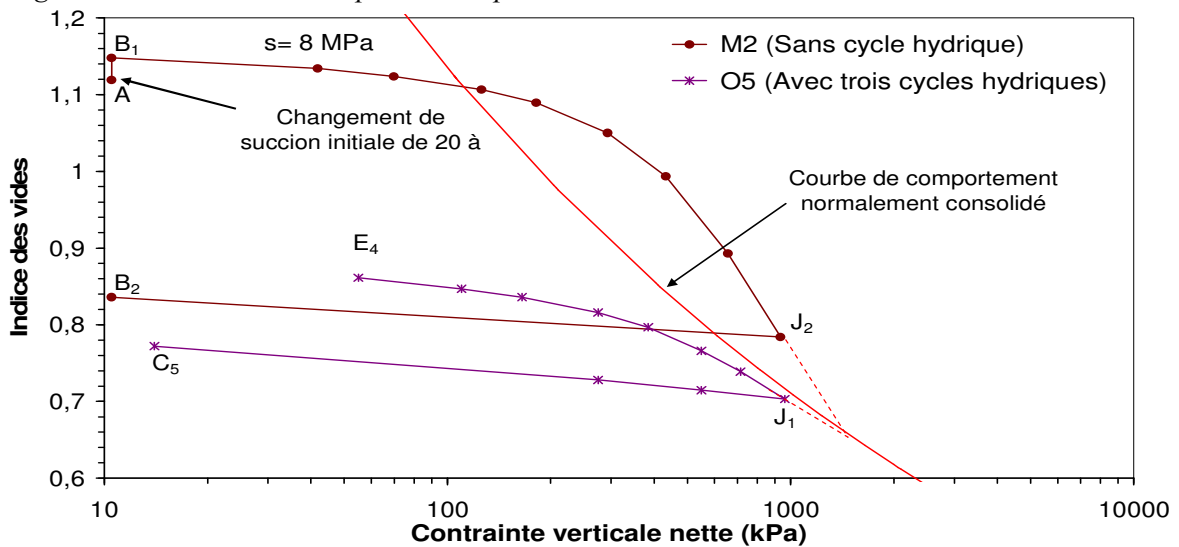


Figure II.39. Courbes de compressibilité pour les deux séries des essais sous la succion de 8 MPa

Les cycles de séchage/humidification éliminent une bonne partie des déformations volumiques pour les pressions en-dessous des pressions de préconsolidation. Cependant, les courbes de compression établies pour les suctions égales à 0 et 2 MPa convergent graduellement vers les courbes de référence correspondant à des éprouvettes n'ayant pas été soumises aux cycles hydriques. Autrement dit, ces courbes convergent vers la courbe du comportement normalement consolidé. Ce phénomène n'a pas pu être observé pour l'essai O5 car la pression de saturation p_{sat} pour la suction de 8 MPa (Figure II.39) est plus élevée que les pressions pouvant être appliquées dans notre appareillage d'essai.

Le tableau II.18 présente les paramètres mécaniques obtenus à partir de cette série d'essais. La pression de préconsolidation apparente obtenue après l'application de plusieurs cycles de suctions augmente de manière significative. Ces observations signifient que les cycles de suction rigidifient le sol. Les valeurs de pression de préconsolidation sont égales aux pressions de saturation après l'application des cycles de suction présentée dans le tableau II.12 pour les suctions de 0 et 2 MPa. Pour la suction de 8 MPa, l'état d'équilibre n'est pas encore complètement atteint après trois cycles successifs d'humidification/séchage (Figure II.35). On estime que la pression de préconsolidation pour la suction imposée de 8 MPa augmente à la valeur de la pression de saturation égale à 1500 kPa (Tableau II.15) après atteindre l'état d'équilibre avec les cycles de suction supplémentaires.

La pente $\lambda(s)$ diminue après l'application des cycles hydriques. La valeur de $\lambda(s)$ s'approche de la pente de la courbe du comportement normalement consolidé pour les contraintes élevées sous les suctions de 0 et 2 MPa. Cette convergence n'est pas atteinte pour la suction de 8 MPa car la pression de saturation p_{sat} est plus élevée que les pressions pouvant être appliquées. Cependant la valeur de 0,13 présentée dans le tableau II.18 correspond parfaitement à la tangente à la courbe de saturation pour la contrainte de 1500 kPa.

La pente élastique de déchargement diminue seulement par les cycles d'humidification/séchage sous la suction de 2 MPa (Figure 38) car cette suction est proche de la suction limite entre la macro- et la microstructure (~2 MPa). Les pentes κ et $\kappa_{déchargement}$ sont identiques pour les suctions de 2 et 8 MPa. Cela n'est pas vérifié pour le $\kappa_{déchargement}$ à la suction zéro.

Tableau II.18. Paramètres de compressibilité en fonction de la suction appliquée

Essai	Suction (MPa)	P_0 (kPa)	κ	$\kappa_{déchargement}$	$\lambda(s)$	P_{sat} (kPa)
O3	0	150	0,015	0,04	0,17	150
O4	2	300	0,015	0,015	0,16	300
O5	8	600	0,015	0,015	0,13	~1 500

La figure II.40 présente les surfaces de charge initiale et finale après l'application des cycles de succion dans le plan ($\log s - \log \sigma_v$). Les cycles de succion appliqués produisent un retrait cumulé qui rigidifie le sol et augmente significativement la pression de préconsolidation. Pour les succions de 0 et 2 MPa, la valeur modifiée de ces pressions est plus élevée que les pressions de saturation initiales. Les courbes de compressibilité sous ces succions suivent la courbe de comportement normalement consolidé après la phase initiale surconsolidée. Cela indique que la surface LC tend vers la surface SC. On suppose aussi que la limite de micro/macro augmente à une succion de 8 MPa car les éprouvettes présentent un comportement réversible à l'état d'équilibre. On peut également supposer que la courbe SCS garde sa forme initiale pour les succions au-dessus de 8 MPa.

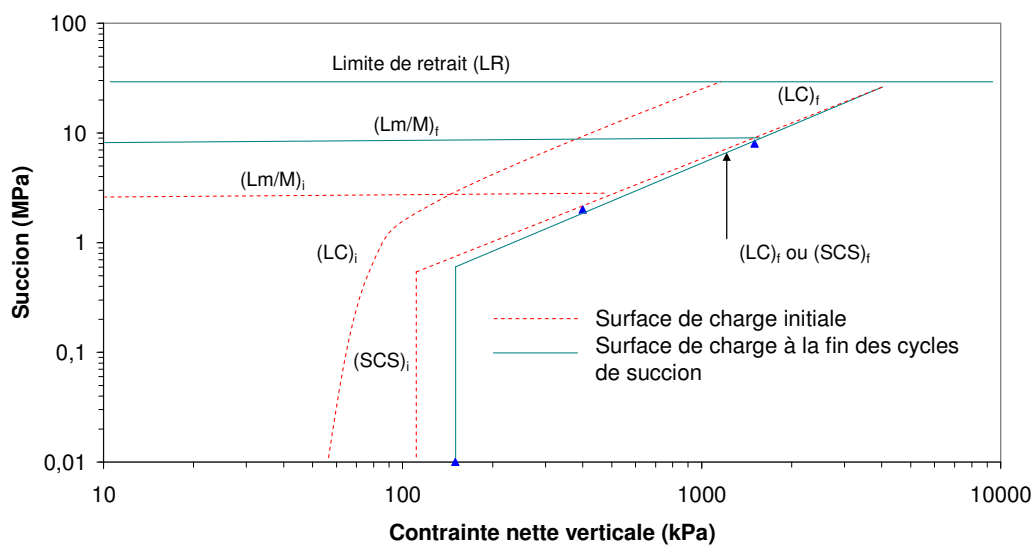


Figure II.40. Surfaces de charge à la fin des cycles de succion

II.7.4. Essai O6

Un essai œdométrique avec les cycles de succion a été réalisé sous un autre chemin de contraintes (Figure II.29). Après la préparation du mélange à la succion initiale de 20,5 MPa (point A) au même état initial, la succion des éprouvettes a été diminuée jusqu'à 8 MPa (point B) en appliquant une contrainte verticale de 15 kPa (Point C). Par la suite, trois cycles successifs d'humidification et de dessiccation à deux succions de 2 MPa et 8 MPa ont été appliqués sous la contrainte verticale de 15 kPa. Dans le premier cycle d'humidification et de dessiccation, la succion de 4 MPa (Point Q) a été imposée. Cependant étant donné qu'aucune influence significative sur le comportement du sol n'a été détectée ; la succion de 4 MPa n'a pas été imposée lors des deuxième et troisième cycles.

La figure II.41 présente la variation de l'indice des vides de cet essai en fonction des succions appliquées comparée avec les résultats de l'essai E2 avec des cycles de succion entre 3 et 8 MPa. Le sol gonflant converge vers un point d'équilibre après avoir effectué

plusieurs cycles d'humidification et de dessiccation et après ce point, le comportement du sol reste élastique. L'indice de compressibilité élastique de microstructure (κ_m) converge vers la valeur de 0,044 pendant le troisième cycle en utilisant le même processus expliqué dans la partie précédente.

Par ailleurs, un gonflement cumulé a été observé lors de l'essai O6. Car la limite entre la micro et macrostructure, étant considérée à 2,5 MPa, ces cycles de succion ne semblent pas modifier significativement les paramètres mécaniques du sol même si l'on dépasse cette limite. En conséquence, les surfaces de charge initiales présentées sur la figure II.23 restent inchangées. Cependant, ces résultats confirment qu'une petite interaction de micro/macrostructure produit une accumulation de déformations plastiques qui pourrait changer de manière importante le comportement du sol.

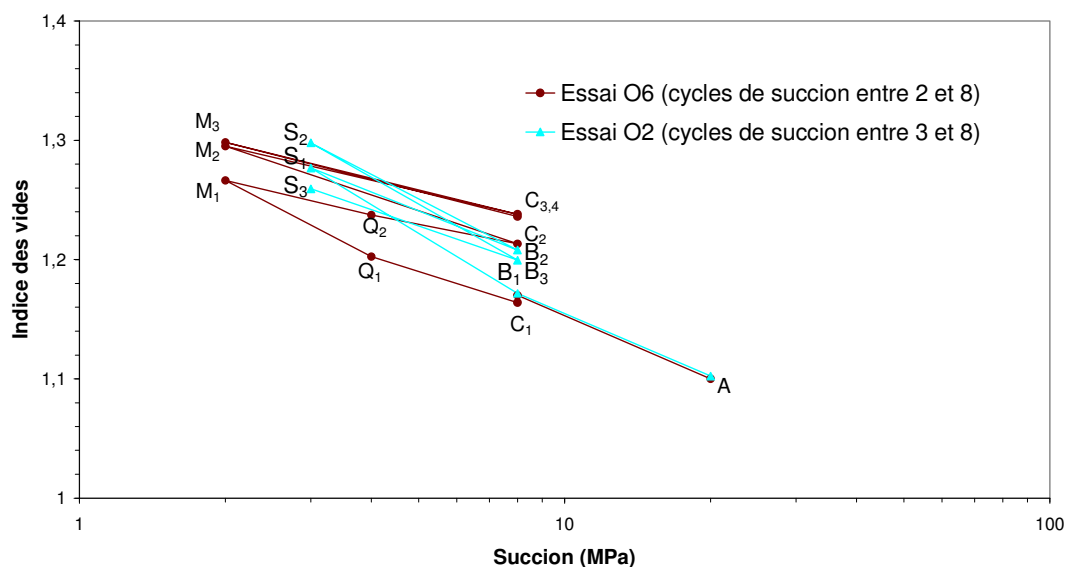


Figure II.41. Courbe de compressibilité hydrique à la contrainte de 10 kPa

II.7.4. Essais O7 et O8

Pour les deux essais (O7 et O8) après la préparation de l'éprouvette, la succion a été d'abord diminuée jusqu'à 2 MPa (A-N) suivi par un cycle de chargement/déchargement (N_1 -R- N_2) jusqu'à la contrainte verticale de 450 kPa. Par la suite, deux chemins hydriques différents ont été considérés pour chaque essai : pour l'essai O7, la succion a été diminuée jusqu'à 0,01 MPa (saturation) et augmentée à 2 MPa (N_2 -P- N_3) et pour l'essai O8, la succion a été augmentée jusqu'à 8 MPa et ensuite diminuée à 2 MPa (N_2 -B- N_3). Ensuite un deuxième cycle de chargement/déchargement, jusqu'à la contrainte verticale de 850 kPa (N_3 -K- N_4) à la succion constante de 2 MPa, a été appliqué.

Les figures II.42 et II.43 présentent respectivement pour les essais O7 et O8 l'influence d'un cycle d'humidification et de séchage sur le comportement mécanique du mélange

compacté à la succion imposée de 2 MPa. Ces figures comparent aussi ces résultats avec ceux de l'essai M5 qui correspond à un essai de compressibilité sans cycle hydrique.

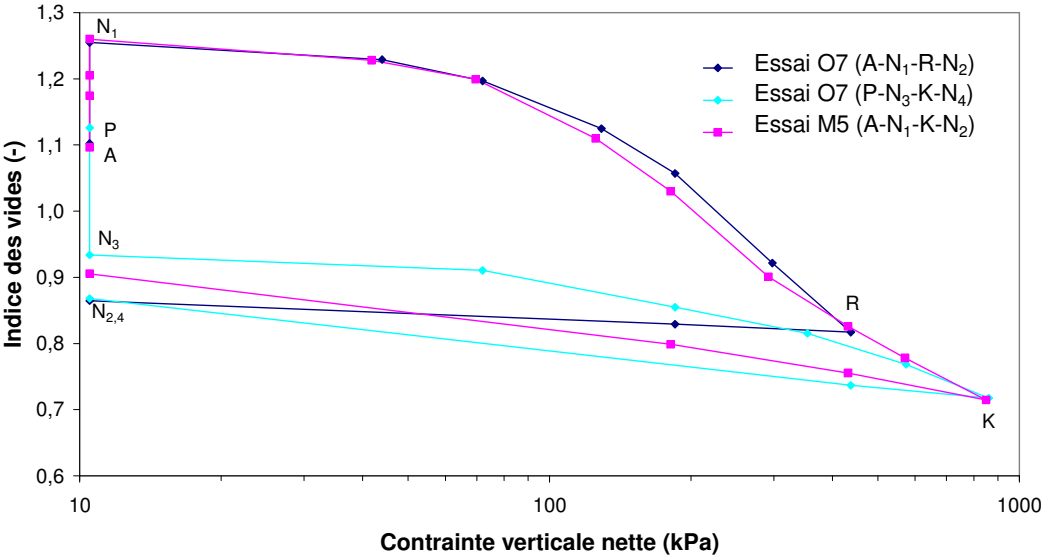


Figure II.42. Influence d'un cycle d'humidification et de séchage sur la courbe de compressibilité mécanique à la succion de 2 MPa (essais O7 et M5)

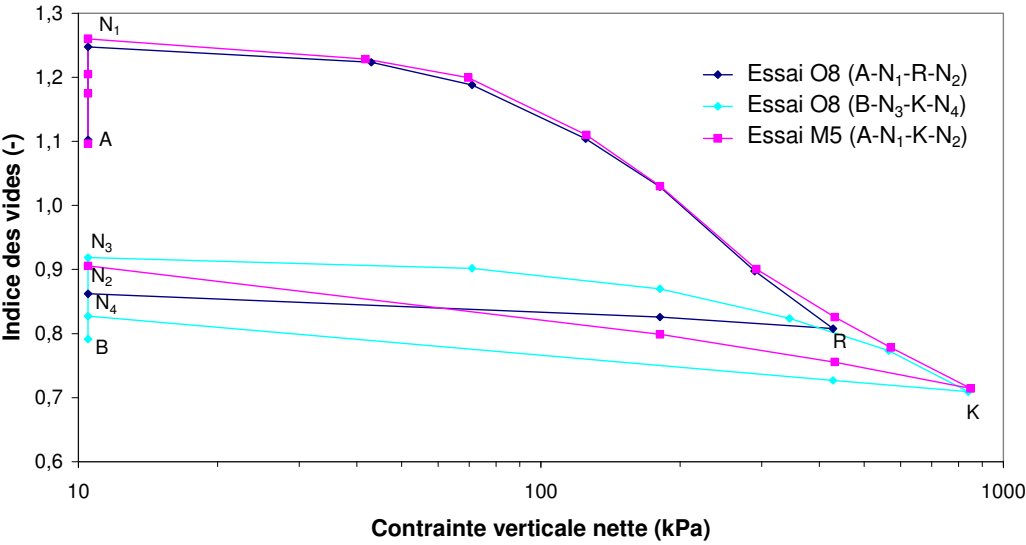


Figure II.43. Influence d'un cycle de séchage et d'humidification sur la courbe de compressibilité mécanique à la succion de 2 MPa (essais O8 et M5)

La pente élastique de la partie de déchargement κ , la pente de compression vierge $\lambda(s)$ et la pression de préconsolidation apparente $p_0(s)$ des éprouvettes à la succion de 2 MPa correspondant aux différents chemins des essais O7, O8 et M5 sont présentées dans le tableau II.19.

Tableau II.19. Paramètres mécaniques de différents chemins de contraintes suivis sous la succion de 2MPa (essais O7, O8 et M5)

Essai	Chemin de contrainte suivi	Contrainte maximale appliquée (kPa)	$p_0(s)$ (kPa)	κ	$\kappa_{\text{déchargement}}$	$\lambda(s)$	P_{sat} (kPa)
O7	A-N ₁ -R-N ₂	440	120	0,015	0,015	0,31	220
O7	P-N ₃ -K-N ₄	860	440	0,015	0,038	0,16	440
O8	A-N ₁ -R-N ₂	430	110	0,015	0,015	0,31	220
O8	B-N ₃ -K-N ₄	840	430	0,015	0,03	0,16	430
M5	A-N ₁ -K-N ₂	850	110	0,015	0,04	0,31	220

Lors du premier cycle de chargement (A-N₁-R-N₂), les courbes de compressibilité des essais O7 et O8, suivent le même chemin que l'essai M5 (A-N₁-K-N₂) sur les figures II.42 et II.43. On note les mêmes pentes $\lambda(s)$ et quasiment les mêmes pressions $p_0(s)$ pour ces différents chemins suivis (Tableau II.19).

Lors du deuxième cycle de chargement (après l'application des cycles hydriques), la courbe de compression des deux essais converge vers la courbe de référence d'essai M5 (Figures II.42 et II.43). Ceci montre que les cycles hydriques des deux essais n'ont pas influencé le comportement mécanique du sol. Lors du deuxième cycle de chargement des essais (N-K), la pression de préconsolidation atteint la même valeur de la pression maximale appliquée à la fin du premier cycle (N-R).

La pente élastique de déchargement augmente après l'application des cycles hydriques pour les deux essais (Tableau II.19). Elle s'approche de la pente élastique de déchargement de l'essai M5. La variation de la pente de déchargement sous la succion de 2 MPa pourrait être due au fait que cette succion est proche de la succion transitoire entre la micro et macrostructure (~2,5 MPa).

La pente de compression vierge $\lambda(s)$ diminue après les cycles hydriques pour les deux essais jusqu'à la valeur de 0,16 (tableau II.19). Cette valeur est égale à la tangente de la courbe du comportement normalement consolidé à la contrainte verticale d'environ de 900 kPa.

Ces résultats montrent que le cycle de chargement/déchargement diminue la limite de micro/macrostructure qui produit un comportement microstructural du sol. Le cycle de séchage/humidification confirme la diminution de cette limite car les points N₂ et N₃ se trouvent très proches dans le plan de (indice des vides - succion) présenté sur la figure II.44 qui est relié au comportement réversible du sol lors de ces cycles de succion. Le sol présente la même pente lors d'humidification (N₂-P) pour l'essai O7 et lors de séchage (N₂-

B) pour l'essai O8. Les éprouvettes manifestent un léger gonflement à la fin de cycle de séchage/humidification. Les surfaces de charge après application d'un cycle de chargement/déchargement sont présentées sur la figure II.45. Ces surfaces de charge ne semblent pas être modifiées par le cycle de séchage/humidification.

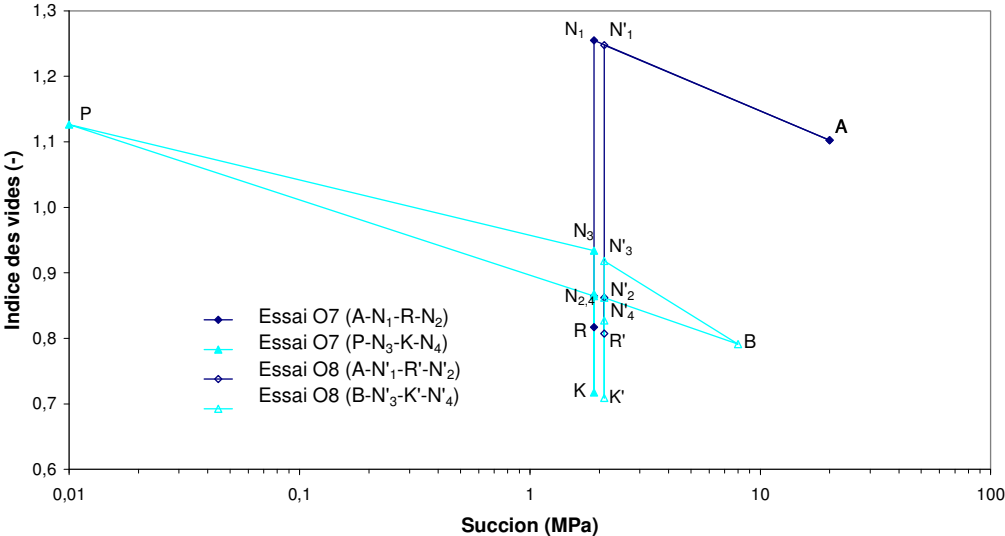


Figure II.44. Influence d'un cycle d'humidification et de séchage dans le plan (indice des vides - succion) (essais O7 et O8)

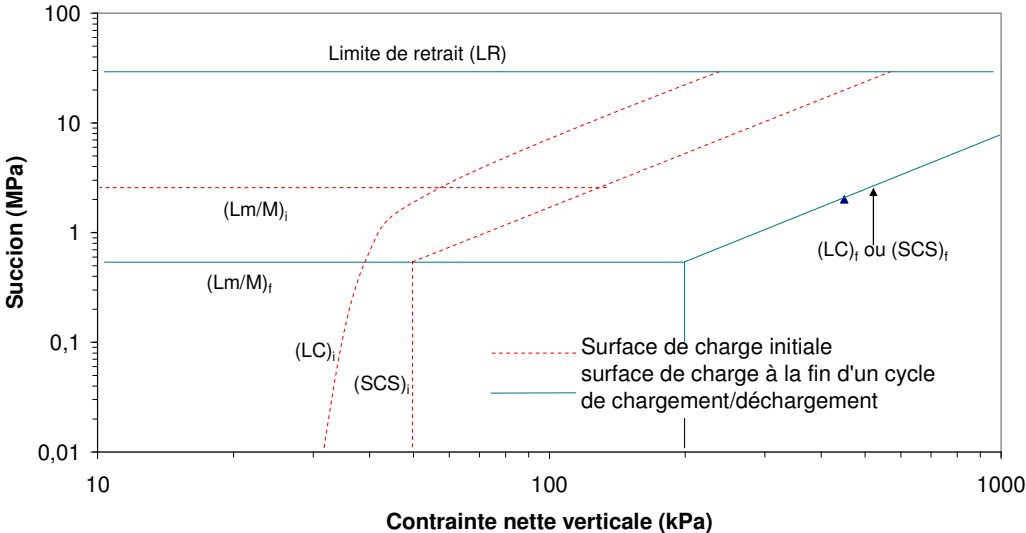


Figure II.45. Surfaces de charge à la fin d'un cycle de chargement/déchargement

II.7.5. Conclusion

Les essais O1, O2, O3, O4, O5 et O6 démontrent l'extrême sensibilité des propriétés hydromécaniques des sols gonflants à toute variation de succion. Aucune déformation volumique cumulée n'est observé lors des cycles de succion entre 3 et 8 MPa appliqués à la

microstructure (essai O2). Le petit gonflement cumulé produit lors des cycles de succion entre 2 et 8 MPa (essai O6) confirme que la limite de succion entre micro- et macrostructure se trouve entre 2 et 3 MPa (~2,5 MPa). Les éprouvettes présentent un léger retrait cumulé lors de l'application des cycles de succion à la macrostructure (essai O1). Ce retrait est plus important pour les cycles de succion entre 0 et 8 MPa appliqués à la micro- et macrostructure (essais O3, O4 et O5). Les déformations volumiques convergent vers un état d'équilibre pour tous les essais à la fin des cycles de séchage/humification. Les valeurs de la pression de préconsolidation $p_0(s)$, de l'indice de compression vierge $\lambda(s)$ et de l'indice de compression élastique κ dépendent directement des chemins de contrainte suivis. Les cycles de succion imposés séparément à la micro- et macrostructure ne modifient pas de la manière importante les paramètres mécaniques (essais O1 and O2). Cependant, les cycles de succion appliqués à la micro- et la macrostructure simultanément influencent significativement les paramètres mécaniques (essais O3, O4 and O5).

L'application d'un cycle de chargement/déchargement densifie le sol, diminue la limite entre la micro- et la macrostructure et élimine les macropores en le rendant plus homogène (essais O7 et O8). Après l'application de ce cycle mécanique, des cycles de séchage/humidification ne produisent plus des variations importantes de paramètres hydromécaniques.

II.8. DETERMINATION DES PARAMETRES DU MODELE BEXM

La caractérisation du comportement hydromécanique du matériau compacté à partir d'essais œdométriques (O3, O4 et O5) produit assez d'informations pour quantifier les paramètres du modèle BExM développé par Alonso et al. (1999) qui prend en compte l'accumulation des déformations lors de l'application de différents chemins de chargement. Afin de valider les paramètres obtenus du modèle, l'essai O6 a été simulé par les paramètres obtenus à partir des ces essais.

II.8.1. Paramètres de la surface de charge (LC)

Les résultats de compressibilité des essais O3, O4 et O5 présentés dans le tableau II.18 permettent la détermination des paramètres de la surface de charge (LC) (Tableau II.20). Le modèle considère aussi que ces paramètres ne sont modifiés avec les différents chemins de contrainte suivi. Cela permet d'obtenir la surface de LC initiale du modèle comparé sur la figure II.46 avec les valeurs de pression de préconsolidation obtenues par l'expérimentation présentées dans le tableau II.12.

Tableau II.20. Paramètres de la surface de charge (LC) du mélange compacté

Paramètre	Description	Valeur
σ_{v0}^*	contrainte de préconsolidation apparente sous une succion nulle	60 kPa
p_c	pression de référence	9 kPa
κ	pente élastique	0,015
$\lambda(0)$	pente de compression vierge sous une succion nulle	0,17
r	paramètre égal au rapport entre $\lambda(s \rightarrow \infty) / \lambda(0)$	0,50
β	contrôle le taux d'augmentation de la raideur avec la succion	0,30 MPa ⁻¹

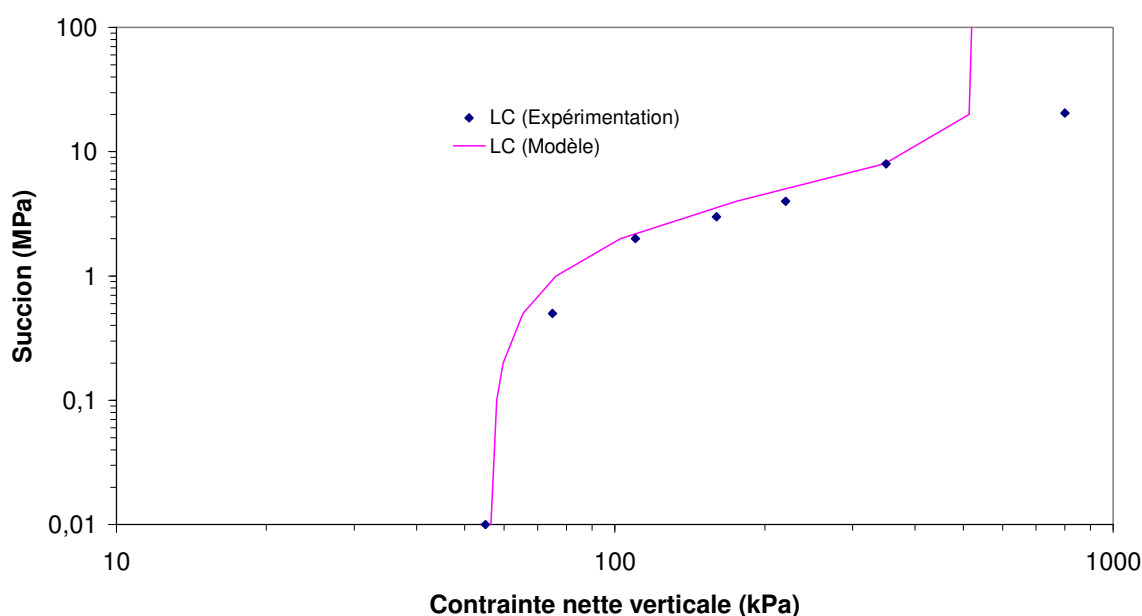


Figure II.46. Surfaces de charge (LC) initiale

II.8.2. Paramètres élastique de microstructure

L'indice de compressibilité élastique de microstructure κ_m pourrait être déterminé pour l'état d'équilibre atteint après plusieurs cycles de succion pour chacune des contraintes verticales appliquées (15, 30 et 60 kPa) présentée sur la figure II.47. Une augmentation de l'indice de compressibilité de microstructure en fonction de la contrainte appliquée a été observée pour les deux premiers essais O1 et O2 et ensuite une stabilisation des valeurs a été obtenue pour l'essai O3. La diminution de cet indice en fonction des contraintes appliquées proposée par le modèle n'est pas vérifiée lors de ces essais.

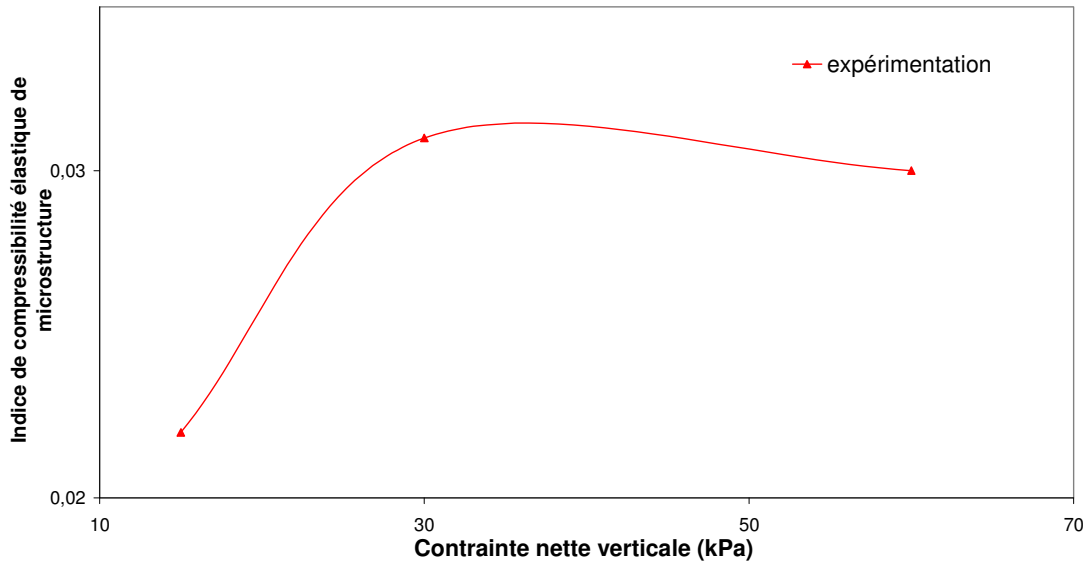


Figure II.47. Indice de compressibilité élastique de microstructure en fonction des contraintes verticales appliquées du mélange compacté

II.8.3. Paramètres des fonctions d'interaction micro/macro

Les valeurs mesurées de f_I et de f_D sont présentées en fonctions du rapport $\frac{\sigma_v}{\sigma_{v0}^*}$ sur la figure II.48 pour les trois essais. Les courbes des contraintes verticales de 15 kPa et 30 kPa montrent que les fonctions d'interaction, f_I et f_D , convergent vers zéro après avoir effectué un certain nombre de cycles successifs de succion. Pour ces deux cas, le chemin des points suivi vers la gauche montre une augmentation de la valeur de σ_{v0}^* , autrement dit, une structure plus dense du sol engendrée par le retrait volumique cumulé lors des cycles de succion. Cette convergence n'est pas tout à fait atteinte pour l'éprouvette sous la contrainte verticale de 60 kPa.

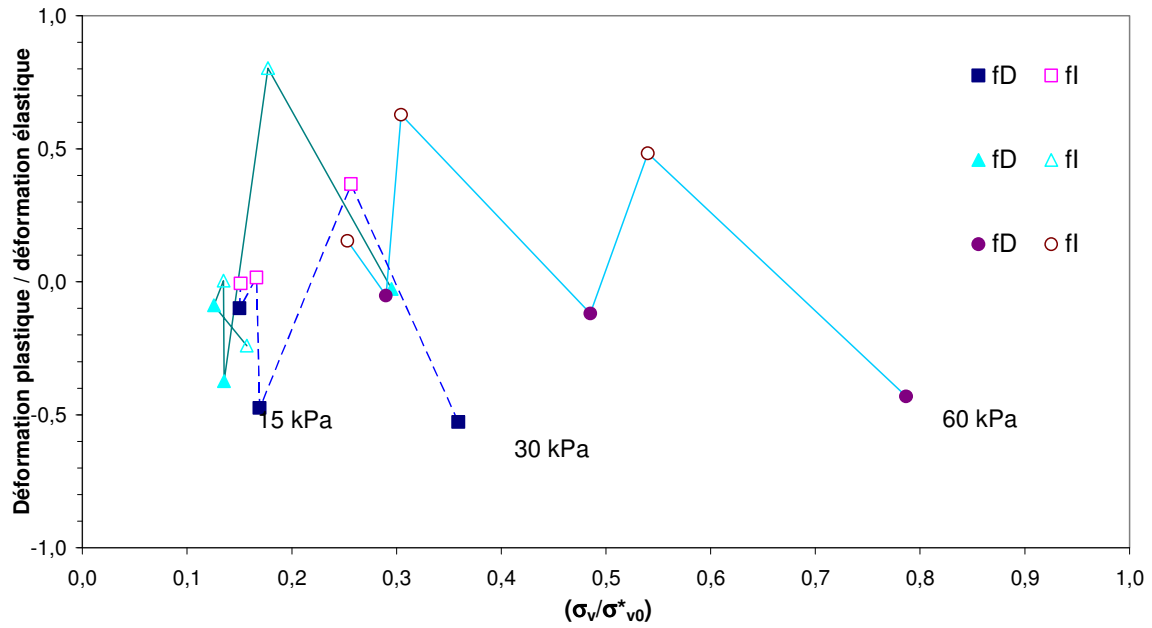


Figure II.48. Valeurs expérimentales des fonctions d'interaction, f_I et f_D du mélange compacté

Les points expérimentaux donnés sur la figure II.48, ont été approximés par les fonctions d'interaction. La figure II.49 présente les fonctions d'interaction les plus appropriées pour les points obtenus. Les paramètres de chaque fonction utilisée sont donnés dans les tableaux II.21 à II.23.

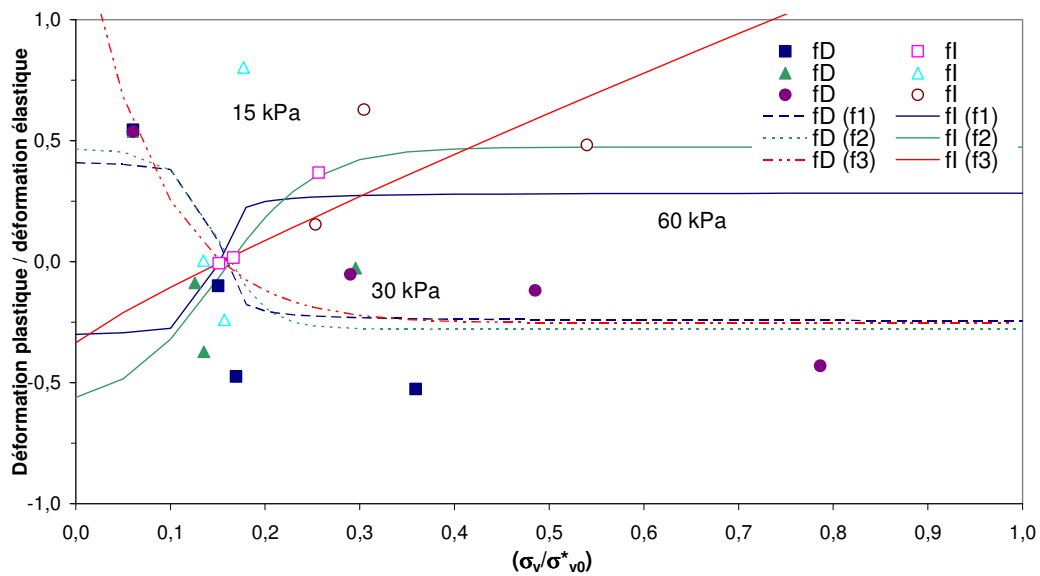


Figure II.49. Simulation des fonctions d'interaction par les valeurs expérimentales du mélange compacté

Tableau II.21. Paramètres des fonctions d'interaction du mélange compacté (série 1)

$$\text{Fonction 1} \quad f_I = \frac{f_{I1} - f_{I2}}{\pi} \tan^{-1} \left[K_I \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_{v0}^*} - X_I \right) \right] + \frac{f_{I1} + f_{I2}}{2}$$

$$f_D = \frac{f_{D1} - f_{D2}}{\pi} \tan^{-1} \left[K_D \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_{v0}^*} - X_D \right) \right] + \frac{f_{D1} + f_{D2}}{2}$$

paramètre	Valeur	paramètre	valeur
f_{I1}	0,286	f_{D1}	-0,246
f_{I2}	-0,314	f_{D2}	0,423
K_I	100	K_D	100
X_I	0,15	X_D	0,15

Tableau II.22. Paramètres des fonctions d'interaction du mélange compacté (série 2)

$$\text{Fonction 2} \quad f_I = a_I + b_I \tanh \left[c_I \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_{v0}^*} - d_I \right) \right]$$

$$f_D = a_D + b_D \tanh \left[c_D \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_{v0}^*} - d_D \right) \right]$$

paramètre	Valeur	paramètre	valeur
a_I	-0,070	a_D	0,094
b_I	0,543	b_D	-0,373
c_I	10	c_D	20
d_I	0,15	d_D	0,15

Tableau II.23. Paramètres des fonctions d'interaction du mélange compacté (série 3)

$$\text{Fonction 3} \quad f_I = f_{I0} + f_{I1} \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_{v0}^*} \right)^{n_I}$$

$$f_D = f_{D0} + f_{D1} \left(1 - \frac{\sigma_v}{\sigma_{v0}^*} \right)^{n_D}$$

paramètre	Valeur	paramètre	valeur
f_{I0}	-0,335	f_{D0}	-0,252
f_{I1}	1,751	f_{D1}	1,666
n_I	0,884	n_D	11,334

Les trois essais O3, O4 et O5 ont été simulés par les paramètres et les équations du modèle présentés dans les parties précédentes. Les déformations expérimentales et calculées par le modèle ont été comparées sur les figures II.50, II.51 et II.52 consécutivement pour les trois éprouvettes sous les contraintes de 15 kPa, de 30 kPa et de 60 kPa. D'après le modèle, il faut effectuer cinq ou six cycles de succion successifs sur l'éprouvette (O5) afin d'atteindre le point d'équilibre attendu.

Entre les séries des fonctions d'interaction utilisées dans cette étude, les fonctions sigmoïdales (fonction 1 sur les trois figures) produisent la meilleure correspondance entre les résultats mesurés et calculés. Ces équations seront utilisées pour les modélisations numériques suivantes.

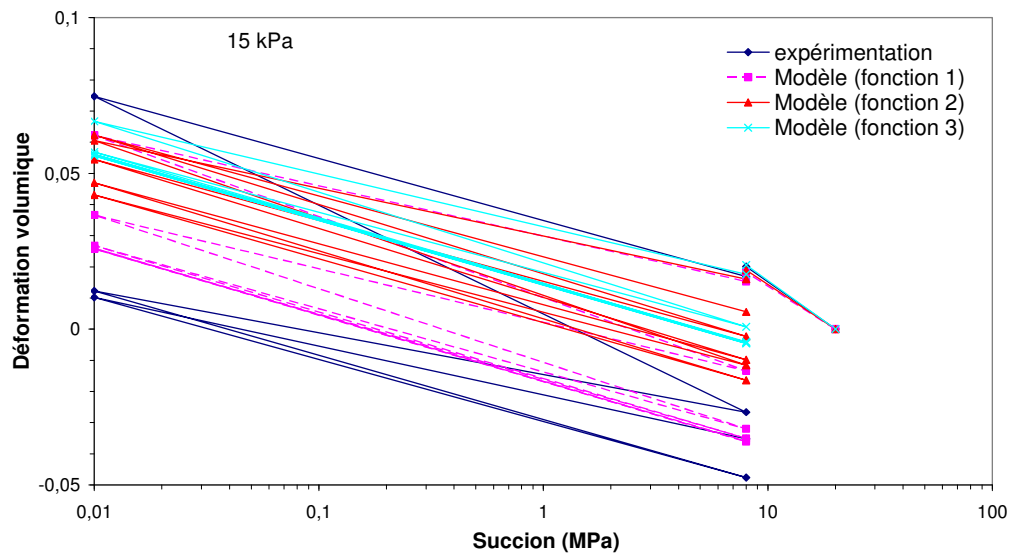


Figure II.50. Déformations volumiques expérimentales et calculées par le modèle sous des cycles de succion à la contrainte verticale constante de 15 kPa du mélange compacté

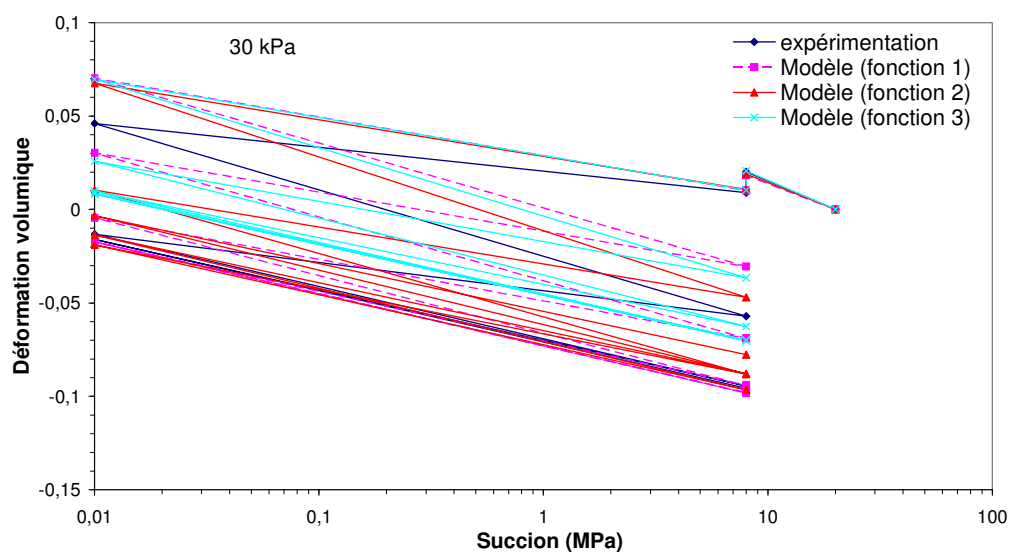


Figure II.51. Déformations volumiques expérimentales et calculées par le modèle sous des cycles de succion à la contrainte verticale constante de 30 kPa du mélange compacté

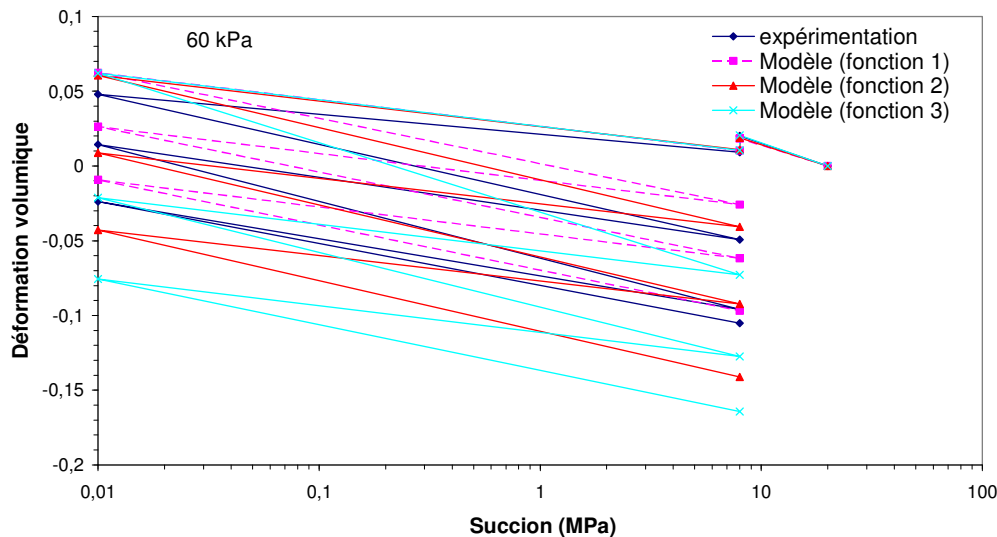


Figure II.52. Déformations volumiques expérimentales et calculées par le modèle sous des cycles de succion à la contrainte verticale constante de 60 kPa du mélange compacté

II.8.4. Validation des paramètres obtenus de modèle

Afin de valider les paramètres obtenus du modèle, l'essai O6 a été simulé par les paramètres obtenus à partir des trois essais O3, O4 et O5, qui manifestent un retrait cumulé, et les équations du modèle présentées dans la partie précédente.

La valeur de la pression de préconsolidation (σ_{v0}) à la succion de 2 MPa est plus élevée que celle de 0 MPa le tableau II.12. En conséquence, la valeur initiale de (σ_v/σ_{v0}^*) diminue et se trouve au côté gauche du point de d'équilibre. Dans ce cas, le chemin des points converge vers la droite avec une diminution de la valeur de σ_{v0}^* , une structure moins dense du sol est engendrée par le gonflement volumique cumulé lors des cycles de succions. La figure II.53 montre la convergence du comportement de sol vers l'état stable et élastique correspondant à l'intersection des courbes sigmoïdales de f_l et f_D obtenues dans les parties précédentes (fonction 1).

Les déformations expérimentales et calculées par le modèle ont été comparées sur la figure II.54. La correspondance entre les résultats mesurés et calculés est satisfaisante pour cet essai.

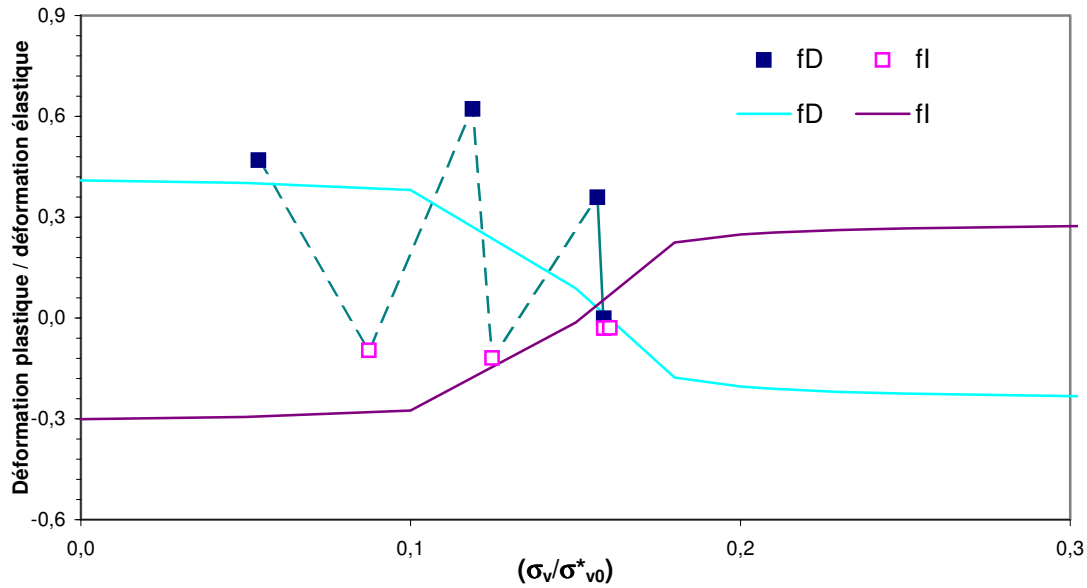


Figure II.53. Validation des fonctions d'interaction par les valeurs expérimentales du mélange compacté

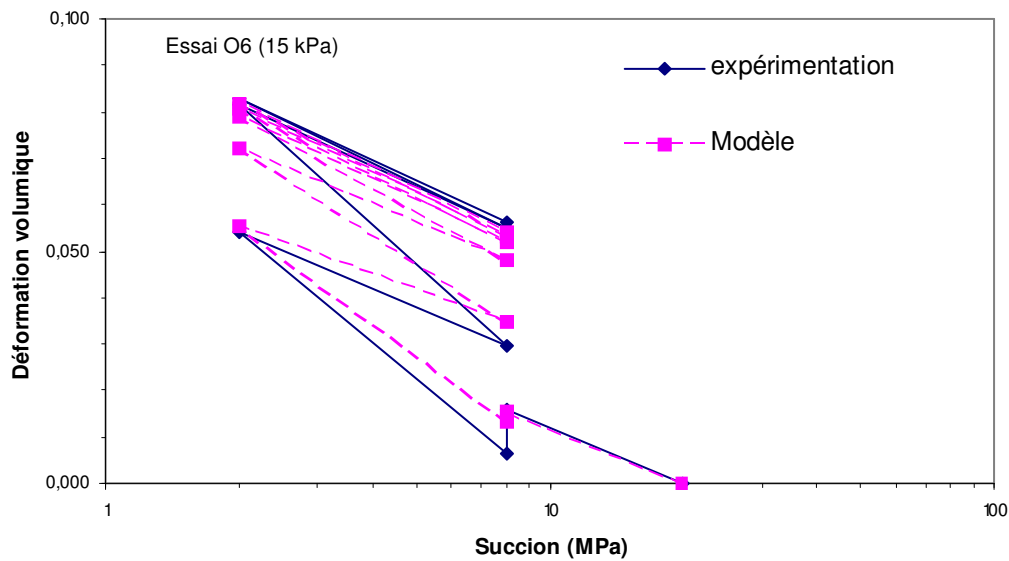


Figure II.54. Déformations volumiques expérimentales et calculées par le modèle sous des cycles de succion comprise entre 2 et 8 MPa à la contrainte verticale constante de 15 kPa du mélange compacté

II.9. CONCLUSION

Ce chapitre regroupe l'ensemble des essais expérimentaux conduits sur un mélange de bentonite/limon compacté pour étudier la structure interne, les courbes de rétention et le comportement couplé hydromécanique (essais œdométriques).

L'analyse des résultats porosimétriques montre que le chargement mécanique influence de manière importante les macropores sans produire de grandes modifications

importantes dans les micropores. La diminution de succion de 20 à 2 MPa produit une augmentation des micropores et une destruction des macropores sans modifier la valeur de l'indice des vides de macrostructure.

La teneur en eau initiale et le poids volumique sec initial du sol influencent les succions correspondant du point d'entrée d'air et de la limite de micro/macrostructure. En revanche, la succion correspondant à la limite de retrait n'est pas influencée par les caractéristiques initiales du sol.

Les essais hydromécaniques ont été effectués sur un sol gonflant compacté à la teneur en eau de 15 % et au poids volumique sec de $12,7 \text{ kN.m}^{-3}$ (côté sec de l'optimum où la double structure est plus marquée). Les courbes de compressibilité à succion contrôlée sans application des cycles de succion, et avec application des cycles de succion entre 0 et 8 MPa ont été étudiées.

L'ensemble des courbes de compressibilité à succion contrôlée permet de déterminer quatre surfaces de charge : la limite de retrait (LR); la limite de séparation de micro/macro (Lm/M) ; la surface de chargement-effondrement (LC : *Loading Collapse* du modèle BBM) et la surface de comportement saturé (SCS). La surface LR ne semble pas être influencée par le chemin de contrainte. Le diamètre des pores de $0,150 \mu\text{m}$ peut être considéré comme la limite entre la micro- et macrostructure de ce matériau. Selon la loi de Jurin-Laplace, ce diamètre correspond à une succion entre 2 et 3 MPa. Cette valeur correspondant à la succion du matériau à l'optimum sur la courbe de compactage est considérée comme étant la limite entre la micro- et la macrostructure (Lm/M). L'évolution de pression de préconsolidation en fonction de succion imposée est présentée par la surface LC. Les courbes de compressibilité sous différentes succions convergent vers l'état saturé sous les fortes contraintes appliquées. La pression à partir de laquelle le sol continue son chemin sur la courbe du comportement normalement consolidé est appelée la pression de saturation. Plus la succion imposée est élevée, plus la charge nécessaire pour atteindre cette pression de saturation est importante. La surface SCS présente la variation de la pression de saturation en fonction de la succion imposée.

L'ensemble de l'étude hydromécanique avec les cycles de succion démontre l'extrême sensibilité des propriétés hydromécaniques des sols gonflants à toute variation de succion. Aucune déformation volumique cumulée n'est observée lors des cycles de succion entre 3 et 8 MPa appliqués à la microstructure. Les éprouvettes présentent un léger retrait cumulé lors de l'application des cycles de succion à la macrostructure. Ce retrait est plus important pour les cycles de succion entre 0 et 8 MPa appliqués à la micro- et macrostructure. Les déformations volumiques convergent vers un état d'équilibre pour tous les essais à la fin des cycles de séchage/humification.

Les valeurs de la pression de préconsolidation $p_0(s)$, de l'indice de compression vierge $\lambda(s)$ et de l'indice de compression élastique κ dépendent directement des chemins de contrainte suivis. Les cycles de succion imposés séparément à la micro- et la macrostructure ne modifient pas de manière importante les paramètres mécaniques. Cependant, s'ils sont appliqués simultanément à la micro- et la macrostructure, ils influencent significativement les paramètres mécaniques. Nous pouvons considérer que les cycles hydriques rapprochent les deux surfaces de LC et SCS et augmentent aussi la limite (Lm/M) entre la micro- et la macrostructure.

L'application d'un cycle de chargement/déchargement densifie le sol, diminue la limite (Lm/M) entre la micro- et la macrostructure et élimine les macropores en le rendant plus homogène. Après l'application d'un cycle mécanique, des cycles de séchage/humidification ne produisent plus de variations importantes de paramètres hydromécaniques.

Les données expérimentales permettent d'évaluer la capacité du modèle théorique (BExM) à modéliser le comportement hydromécanique du sol étudié. La correspondance entre les résultats mesurés et calculés est satisfaisante. Par ailleurs, le modèle permet de prévoir le nombre de cycles hydriques nécessaires pour atteindre le point d'équilibre.

CHAPITRE III. RETRAIT/GONFLEMENT DES SOLS GONFLANTS NATURELS

III.1. INTRODUCTION

Ce chapitre regroupe l'ensemble des résultats de deux campagnes d'essais géotechniques conduits sur les matériaux gonflants naturels afin de compléter leur caractérisation et de déterminer les paramètres nécessaires à la modélisation. Ces matériaux sont issus de sites expérimentaux : 1) Champenoux (54) et 2) Le Deffend (46).

Enfin, une application du modèle BExM, implanté dans le Code_Bright, à la modélisation du problème de retrait-gonflement d'un sol gonflant chargé par une fondation superficielle et soumis à des variations hydriques est également présentée. Les résultats obtenus montrent la capacité du modèle à modéliser des problèmes couplés hydromécaniques.

Les paramètres hydromécaniques obtenus dans le cadre de cette étude sont utilisés pour modéliser le retrait-gonflement de ces sols dans le cadre d'un programme d'étude ANR : ARGIC.

III.2. SITE EXPERIMENTAL DE CHAMPENOUX

III.2.1. Introduction

Le sol étudié provient de la parcelle n°52 de la forêt domaniale de Champenoux (Meurthe-et-Moselle). Elle se situe à une quinzaine de kilomètre à Nord-Est de Nancy et au Sud de la N74 (Figure III.1).

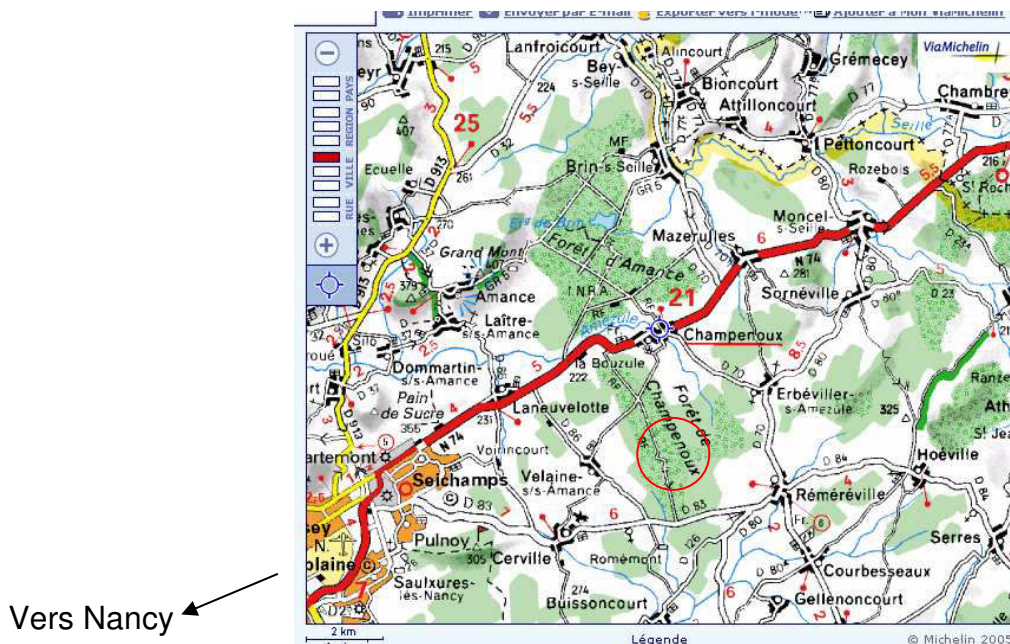


Figure III.1. Carte de localisation du site de prélèvement de Champenoux

Cette forêt de chêne se développe sur un sol constitué de limon des plateaux surmontant des marnes du Sinémurien. Le pendage des couches sédimentaires de la parcelle est celui du bassin parisien soit faiblement incliné vers le Sud-Est.

La description pédologique de la parcelle a été réalisée par Bréda (1990) présentée sur la figure III.2 et dans le tableau III.1.

La carte pédologique de Champenoux citée par Bréda (1990) classe la parcelle 52 dans la série II c'est-à-dire : sol brun lessivé marmorisé sur limon moyennement profond (ici 0,6 à 0,8 m) à caractère de pseudogley.

Le sol a été décrit à partir de trois fosses ouvertes dans la forêt. Il présente deux couches principales :

- un horizon d'accumulation enrichi en argile par lessivage du matériau limoneux et par altération du substratum sous jacent ;
- un faciès argileux et décarbonaté, de transition entre l'horizon d'accumulation et le substratum marneux.

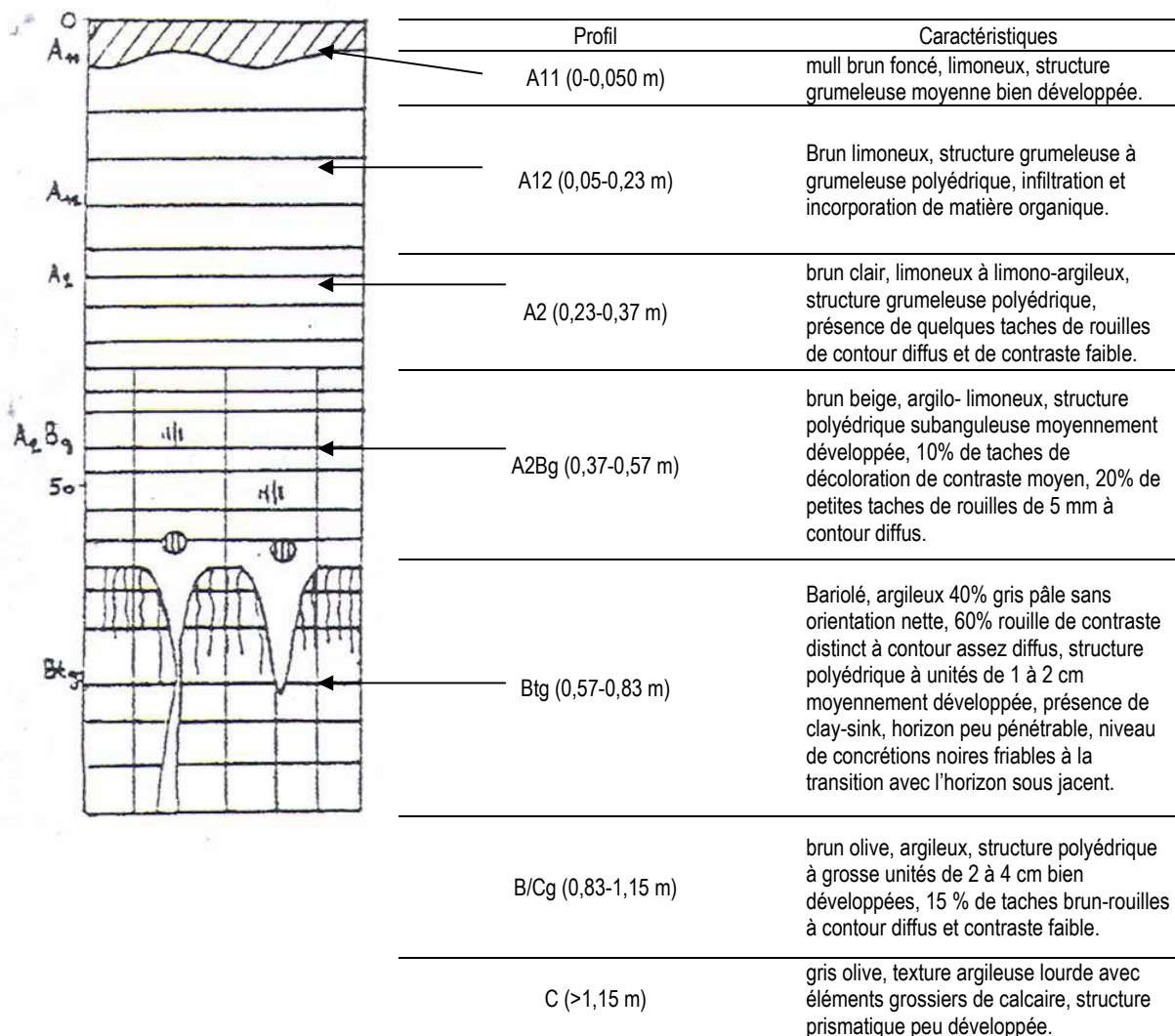


Figure III.2. Profils géologiques du site de Champenoux.

Une série de prélèvement a été réalisée durant le mois de janvier 2006 correspondant à la période humide. Initialement, il était prévu d'accomplir les séries d'essai sur ce matériau non remanié, mais il a été impossible de procéder au carottage intact du sol. Une partie des essais a donc été réalisée sur des éprouvettes reconstituées. A partir des teneurs en eau et des densités apparentes initiales mesurées lors des deux premiers essais il a été possible de reconstituer ces sols. Pour cela, une partie du prélèvement a été broyé grossièrement, puis séché à l'étuve. Au broyat sec de sol, une masse d'eau, permettant d'obtenir la teneur en eau au moment du prélèvement, a été ajoutée. Connaissant le volume de la cellule utilisée, une certaine masse de ce mélange a été prélevée afin d'atteindre la densité apparente naturelle, puis déposée dans la cellule. Ce matériau a ensuite été compacté statiquement afin d'obtenir le volume désiré. Les essais réalisés sur cette série de prélèvement sont présentés dans le tableau III.1. D'après le profil géologique du site, on a décidé d'effectuer les essais en laboratoire sur les trois couches argileuses : Btg (0,57-0,83

m), B/Cg (0,83-1,15 m) et C (>1,15 m) provenant des trois profondeurs 0,65, 1,05 et 1,50 m correspondant aux chaque couches argileuses.

Tableau III.1. Essais de laboratoire sur le site de Champenoux

Essai	Nombre d'essais
Teneur en eau initial w_i	Plusieurs
Densité sèche (γ_d/γ_w)	Plusieurs
Densité humide (γ_h/γ_w)	Plusieurs
Densité des grains solides (γ_s/γ_w)	3
Indice des vides e	3
Degré de saturation S_r	3
Limite de liquidité w_L	3
Limite de plasticité w_p	3
Granulométrie et Sédimentométrie	3
VBS (fraction 0/5 mm)	3
Diffraction de rayons X	3
Porosimétrie au mercure	3
Courbes de drainage-humidification	3
Mesures des paramètres du gonflement	3
Essai hydromécanique (chargement/déchargement sous succion contrôlée)	3

III.2.2. Caractérisation

Une fosse de 2,2 mètres a été creusée à la pelle mécanique durant la période de prélèvement au mois de janvier. A partir de cette excavation, il a été possible de descendre par couches de 100 à 150 mm, à la bêche, jusqu'à une profondeur de 1,7 m.

Lors du prélèvement, les trente premiers centimètres du sol étant gelés, les prélèvements ont commencé en dessous de cette profondeur. Il a été décidé de réaliser de petites prises d'échantillons ($0,004 \text{ m}^3$) tous les 100 mm et des prélèvements de $0,050 \text{ m}^3$ pour les profondeurs choisies (0,65, 1,05 et 1,50 m). La figure III.3 présente le prélèvement *in situ* à 0,65 m de profondeur avec les cylindres enfoncées, puis couverts de deux côtés pour éviter la variation de la teneur en eau lors du prélèvement.



Figure III.3. Prélèvement in situ à 0,65 m de profondeur (Champenois)

Des profils de densité sèche, densité humide et de teneur en eau (figure III.4) ont été réalisés pendant le prélèvement. Une augmentation de la masse volumique sèche avec la profondeur est observée. A partir de 1,20 m, la densité humide tend vers une valeur constante sensiblement égale à 2. Hormis un pic pour une profondeur de 0,75 m, la teneur en eau dans le sol est comprise entre 15 et 20 %.

On distingue quatre sous ensembles, pour ce sol.

- De 0 à 0,60 m, il existe une couche de faible teneur en eau et de faible densité sèche.
- De 0,60 à 0,80 m (horizon Btg), une couche à teneur en eau importante (28 %) et à une densité sèche constante d'environ 1,5 sur toute l'épaisseur de la couche.
- De 0,80 à 1,10 m, présence d'une couche de transition, la teneur en eau est à 20 % et la densité sèche atteint 1,75 à 1 m de profondeur révélant ainsi une certaine compacité du matériau.
- De 1,10 à 1,80 m, le sol est homogène, la teneur en eau est proche de 17 % et la densité sèche de 1,8.

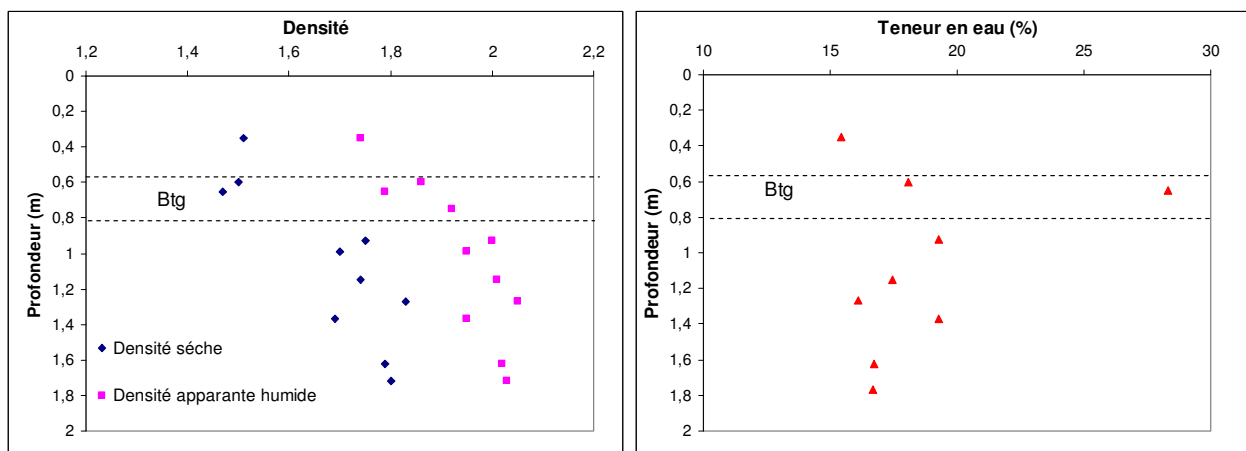


Figure III.4. Variations de la densité apparente sèche et de la teneur en eau de sol en fonction de la profondeur (Champenois)

Une analyse granulométrique d'après Breda (1990) (Figure III.5) montre une accumulation d'argile dans l'horizon Btg ; la teneur en argile atteint 45 % à 0,75 m de profondeur.

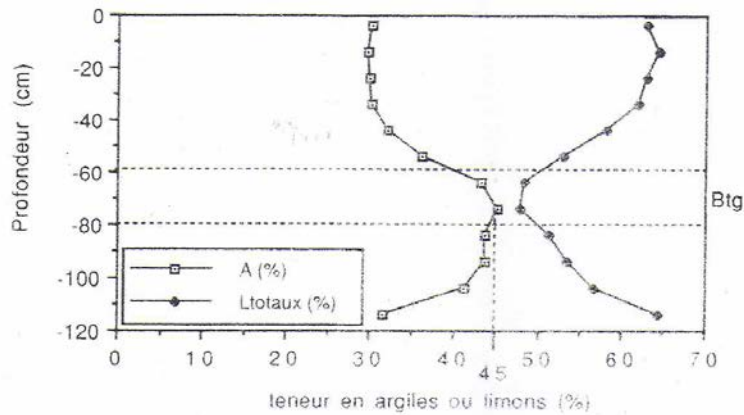


Figure III.5. Composition granulométrique du sol par 10 cm de profondeur (Champenois)

Les résultats de notre analyse granulométrique à trois profondeurs sont donnés sur la figure III.6. Ces résultats montrent une fraction argileuse ($< 2 \mu\text{m}$) variant entre 35 et 40 %. La fraction argileuse maximale (40 %) est observée à la profondeur de 0,65 m.

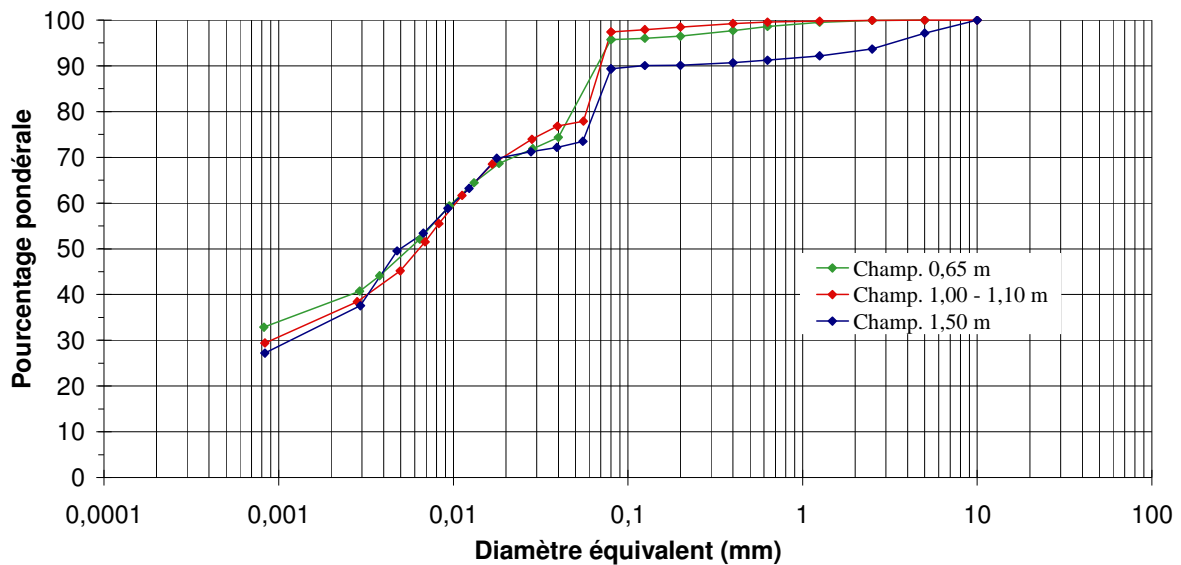


Figure III.6. Analyse granulométrique pour les trois matériaux (Champenois)

Les essais géotechniques seront réalisés sur les trois profondeurs suivantes: 0,65, 1,05 et 1,50 m. Les différentes caractéristiques géotechniques des sols prélevés à ces profondeurs sont présentées dans le tableau III.2.

Tableau III.2. Caractéristiques géotechniques des sols de Champenoux

Paramètre	Profondeur (m)		
	0,65	1,05	1,50
Densité des grains	2,68	2,67	2,69
Valeur au bleu de méthylène (%)	4,89	4,75	4,59
Limites de liquidité (%)	61	49	51
Limites de plasticité (%)	36,5	30,9	31,4
Limites de retrait (%)	9,1	9,1	9,1
Indice de plasticité (%)	24,5	18,1	19,6

L'ensemble de ces essais montre qu'une couche à forte argilosité se situe dans une profondeur d'environ 0,65 m.

Les résultats des essais de diffractométrie aux rayons X sont donnés sous la forme d'un spectre avec des pics correspondant aux distances interréticulaires des minéraux (Figure III.7). Les spectres obtenus par diffractométrie des sols à 1,05 et 1,50 m sont très proches; au moins trois phases minérales ont été détectées. Les quatre principaux pics ont été analysés :

- un pic vers 3,35 Å correspondant à du quartz ;
- un pic à 4,18 Å correspondant à de l'illite ;
- un pic à 7,18 Å qui correspond à de la kaolinite ;
- un pic vers 14,4 Å qui correspond au chlorite.

Pour le sol à 0,65 m, les mêmes pics ont été recensés avec en plus un pic à 3,03 Å correspondant à de la calcite. La plupart des argiles mise à jour par cette méthode, ne sont pas *a priori* des argiles gonflantes.

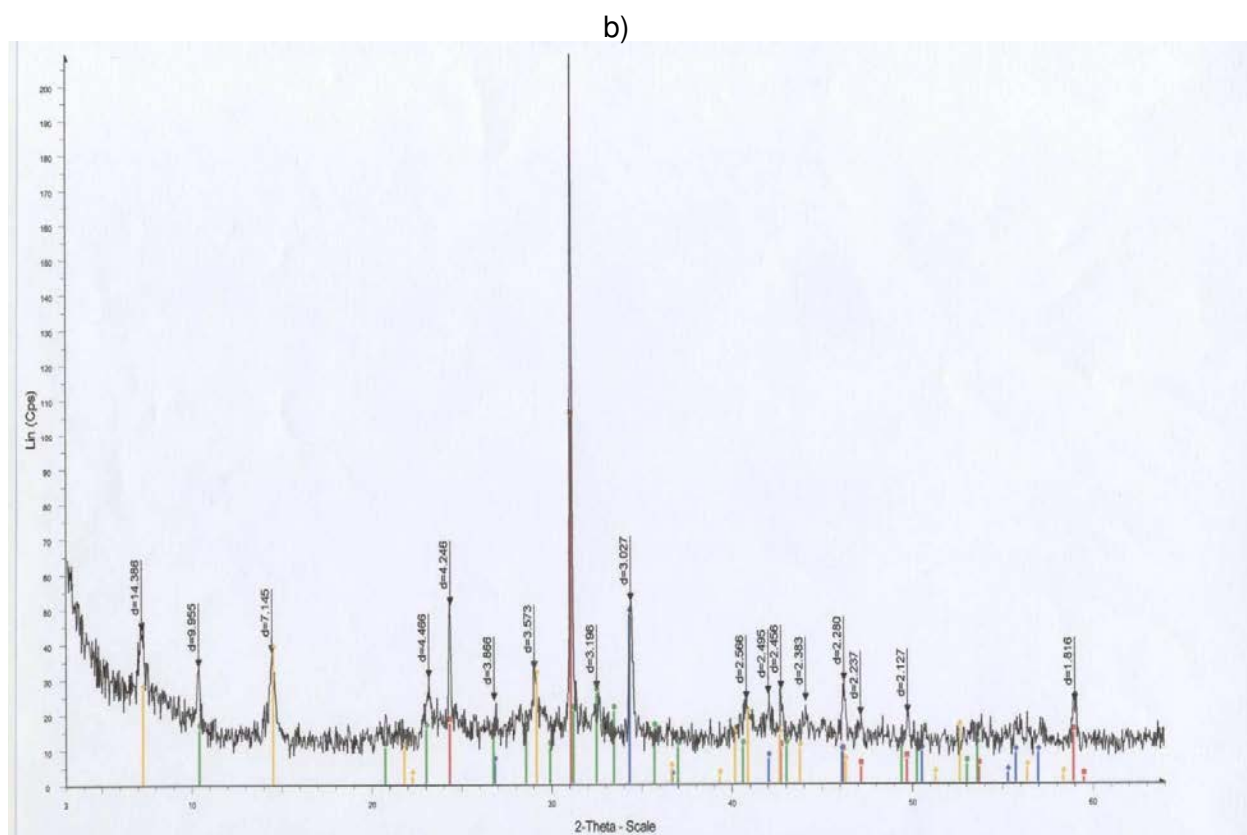
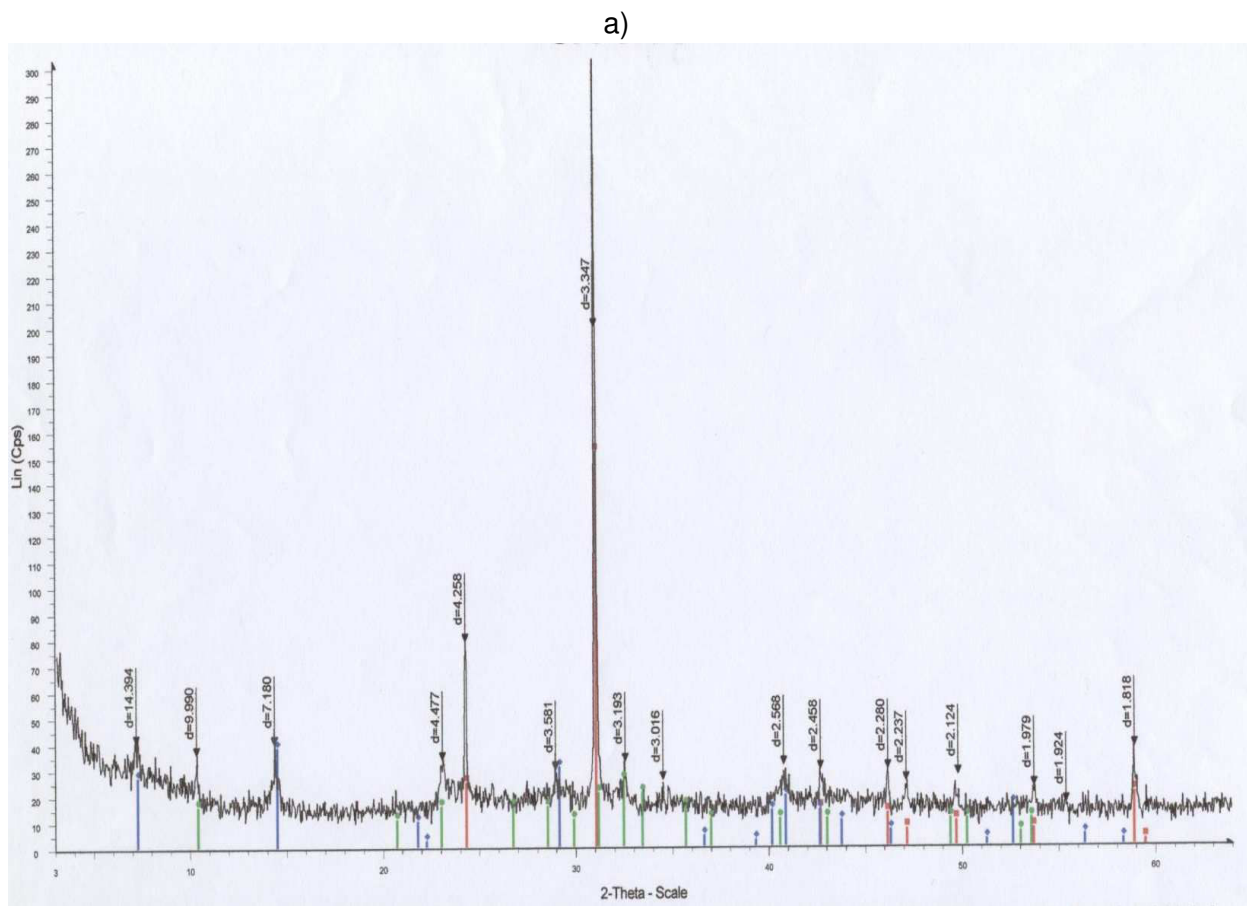


Figure III.7. Résultats de DRX a) pour 0,65 m et b) pour 1,50 m (Champenois)

Le tableau III.3 montre les différentes méthodes d'estimation des potentiels de gonflement à partir des limites d'Atterberg et de l'analyse granulométrique. D'une estimation à l'autre, les conclusions sont sensiblement identiques. Il en ressort que tous les sols ont un potentiel de gonflement modéré, celui du sol à la 0,65 m de profondeur étant légèrement plus important que les autres.

Tableau III.3. Estimation du potentiel de gonflement pour les trois matériaux (Champenois)

Auteur	Profondeur (m)		
	0,65	1,05	1,50
Altmeyer (1955)	Fort	Fort	Fort
Holtz & Gibbs (1956)	Fort	Modéré	Modéré
Seed <i>et al.</i> (1962)	Fort	Modéré	Modéré
Holtz & Dakshhanmurthy (1973)	Modéré à fort	Modéré	Modéré
BRE (1980)	Modéré à fort	Modéré	Modéré
Ghen (1988)	Modéré à fort	Modéré à Fort	Modéré à Fort

III.2.3. Essai de porosimétrie au mercure

Trois essais de porosimétrie au mercure ont été réalisés afin de déterminer la distribution de la dimension des pores sur le matériau non remanié. La figure III.8 a présente le volume de l'intrusion de mercure obtenu en fonction du diamètre des pores. Un pic au niveau d'un diamètre de 55 μm a été observé pour les trois essais. La microstructure ne présente pas de diamètre dominant pour les profondeurs de 0,65 et 1,50 m. Cette valeur dominante correspond à 0,25 μm pour le sol à 1,05 m. Le diamètre limite entre les deux familles de pore pourrait se trouver à la valeur de 0,6 μm car les pores dans cette gamme ne semblent pas être affectés par la pression de l'intrusion.

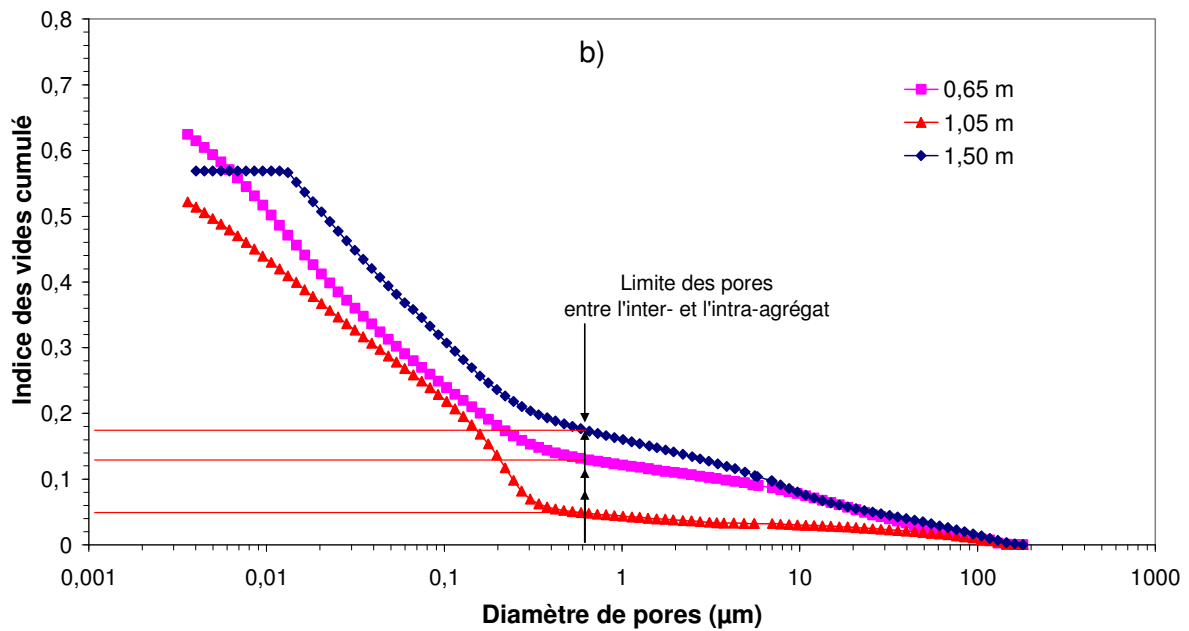
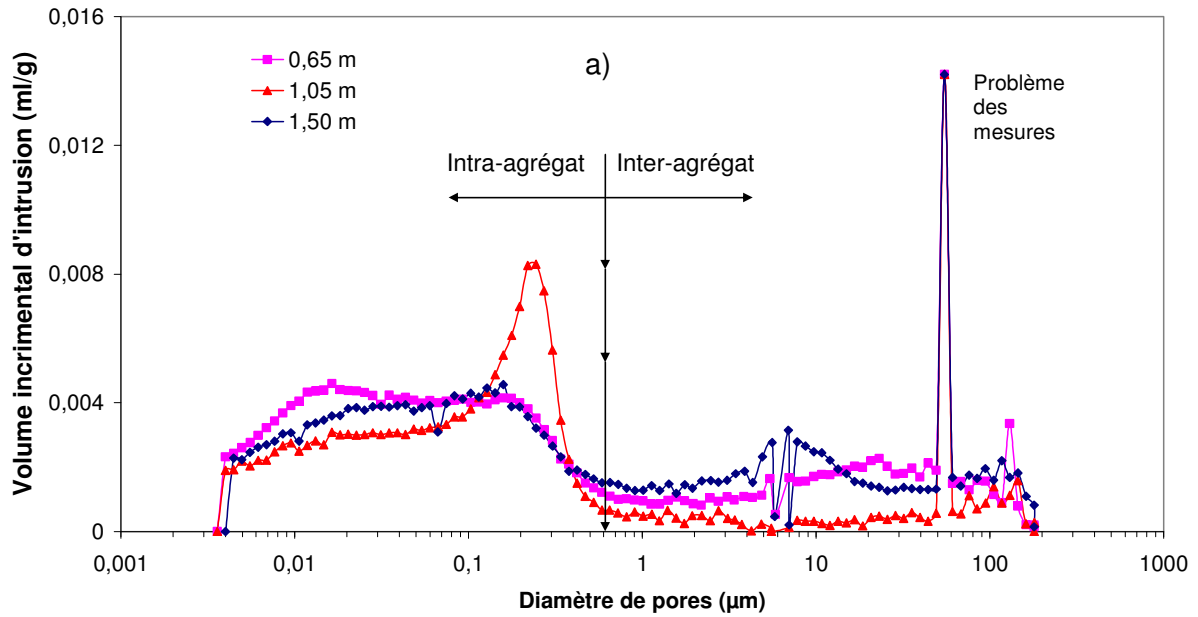


Figure III.8. Résultats de l'essai de porosimétrie au mercure pour les trois profondeurs (Champenois)

La figure III.8 b présente la relation entre le diamètre de pores et l'indice des vides cumulé. La valeur de 0,6 μm correspondant au diamètre des pores limite entre la micro- et macropore permet d'obtenir pour chaque profondeur les indices des vides de la macrostructure. L'espace des vides résiduel correspond aux pores de microstructure. Le tableau III.4 regroupe l'ensemble de ces valeurs pour chaque profondeur.

Tableau III.4. Indice des vides de micro et macrostructure du sol d'après essai porosimétrie
(Champenoux)

Paramètre	Profondeur (m)		
	0,65	1,05	1,50
Indice des vides total du sol	0,63	0,50	0,56
Indice des vides de macrostructure	0,14	0,05	0,17
Indice des vides de microstructure	0,49	0,45	0,39

III.2.4. Courbe de rétention

Afin d'obtenir la courbe de rétention de ces matériaux, deux méthodes sont retenues : la méthode osmotique permettant d'obtenir des suctions entre 0 et 8,5 MPa et la méthode des solutions salines imposant des suctions entre 8,5 et 287,9 MPa. Une gamme de succion comprise entre 0 et 300 MPa a été appliquée aux échantillons non remaniés aux états initiaux proches de la saturation. Le tableau III.5 résume les états initiaux naturels des matériaux sur le terrain pour chaque profondeur. Après la mise en étuve (60°) des échantillons de chaque profondeur, ont été saturés par palier pour définir la courbe de rétention en humidification.

Tableau III.5. Etats initiaux des matériaux (Champenoux)

Paramètre	Profondeur (m)		
	0,65	1,05	1,5
Teneur en eau pondérale naturelle (%)	22	17	18
Densité humide	1,93	2,00	2,02
Densité sèche	1,58	1,71	1,71
Indice des vides	0,7	0,56	0,58
Degré de saturation (%)	85	81	83
Succion (kPa)	750	1000	190

La figure III.9 montre l'évolution de la teneur en eau lors de la variation de la succion. La teneur en eau nécessaire pour la saturation du sol est plus élevée pour le sol à 0,65 m, qui est plus lâche. Par ailleurs, ces trois courbes parcourent le même chemin de séchage et d'humidification pour les suctions supérieures à 20 MPa correspondant à la limite de retrait (S_R).

La figure III.10 présente l'évolution du degré de saturation en fonction de la succion imposée pour les profondeurs étudiées. Pour le chemin de séchage et d'humidification parcouru, ces courbes sont très similaires pour les trois sols. Le point d'entrée d'air correspond à une succion (s_{air}) d'environ 0,3 MPa qui correspond à un diamètre de pore de 0,6 μm (la limite de micro/macro présenté sur la figure III.7) obtenue par la loi de Jurin-

Laplace : $s = u_a - u_w = \frac{2\sigma \cos \theta}{r}$. A partir de cette succion, l'air entre dans les pores du sol et

celui-ci devient quasi-saturé. La saturation décroît rapidement et quasi-linéairement pour les succions plus élevées que 0,3 MPa sur le chemin du séchage. Les paramètres de van Genuchten utilisés pour caler les courbes de séchage et d'humidification du sol de Champenoux sont présentés dans le tableau III.6.

Tableau III.6. Paramètres du modèle de van Genuchten (Champenoux)

Chemin	α	n	m
Séchage	1	0,8	0,3
Humidification	3	0,9	0,3

La figure III.11 présente le plan de l'indice des vides en fonction de succion pour les trois profondeurs choisies. Sur cette courbe, il est possible de distinguer trois phases successives de retrait :

1- Cette première phase est considérée entre l'état saturé et le point d'entrée d'air (s_{air}) du sol. On peut dire que toute perte d'eau correspond à une diminution égale du volume du sol. Le sol manifeste un comportement surconsolidé élastique sur le plan (indice des vides – succion). Les déformations volumique élastiques incrémentales sont obtenus par :

$$\Delta \varepsilon_m^e = \frac{\kappa_{ms}}{1 + e_0} \frac{ds}{s} \text{ pour } 0 < s < s_{air} \quad (1)$$

où e_0 est l'indice des vides initiale et κ_{ms} est la pente élastique lors de séchage.

2- Au-delà de s_{air} , le sol ne suit plus la droite de saturation car la diminution du volume des vides devient plus faible que la perte d'eau. Dans cette phase entre le point d'entrée d'air et la limite de retrait du sol, le sol présente un comportement normalement consolidé élastoplastique. Les déformations volumiques plastiques incrémentales sont calculée par :

$$\Delta \varepsilon_m^p = \frac{\lambda_{ms} - \kappa_{ms}}{1 + e_0} \frac{ds}{s} \text{ pour } s_{air} < s < s_R \quad (2)$$

où s_r est la succion correspondant à la limite de retrait du sol, et λ_{ms} est la pente de la partie normalement consolidé lors de séchage.

3- La limite de retrait résiduelle (w_R) est le seuil au-delà duquel le volume des vides demeure constant malgré la perte d'eau. Fleureau *et al.* (1993) introduisent une nouvelle pente élastique (κ_R) pour les succions supérieures à la succion s_R . Les déformations volumiques élastiques incrémentales sont obtenues par :

$$\Delta \varepsilon_v^e = \frac{\kappa_R}{1 + e_r} \frac{ds}{s} \text{ pour } s > s_R \quad (3)$$

où e_r est l'indice des vides correspondant à la limite de retrait du sol.

Le sol rehumidifié après un séchage complet, présente un comportement complètement élastique sur les deux chemins suivis de pente κ_R pour les succions supérieures à s_R , et de pente κ_{mh} égale à la pente κ_{ms} pour les succions inférieures à s_R .

Le tableau III.7 présente les paramètres hydriques des sols à différentes profondeurs : les pentes élastique et plastique lors de séchage et la pente de la ligne de retrait dans le plan ($e - \log s$).

Tableau III.7. Paramètres hydriques des trois sols (Champenois)

Profondeur (m)	κ_{ms}	λ_{ms}	κ_R
0,65	0,02	0,05	0,01
1,05	0,02	0,035	0,01
1,50	0,02	0,035	0,01

La figure III.12 présente l'évolution de l'indice des vides en fonction de la teneur en eau du matériau (courbe de retrait) pour les trois profondeurs. Chaque courbe peut être schématisée par deux droites. Pour une teneur en eau de 9 % (la limite de retrait du matériau) correspondant à une succion (s_R) de 20 MPa, l'indice des vides est sensiblement constant et égal à 0,51 pour le sol à 0,65 m, 0,46 pour le sol à 1,05 m et 0,44 pour le sol à 1,50 m de profondeur. Au delà de la limite de retrait, la teneur en eau varie linéairement en fonction de l'indice des vides.

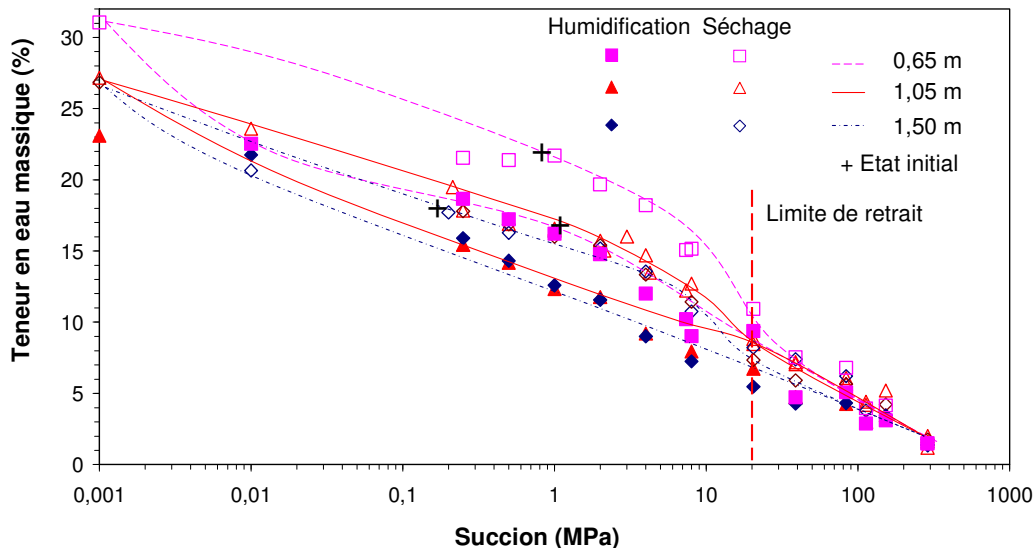


Figure III.9. Courbe de rétention pour les trois profondeurs (Champenois)

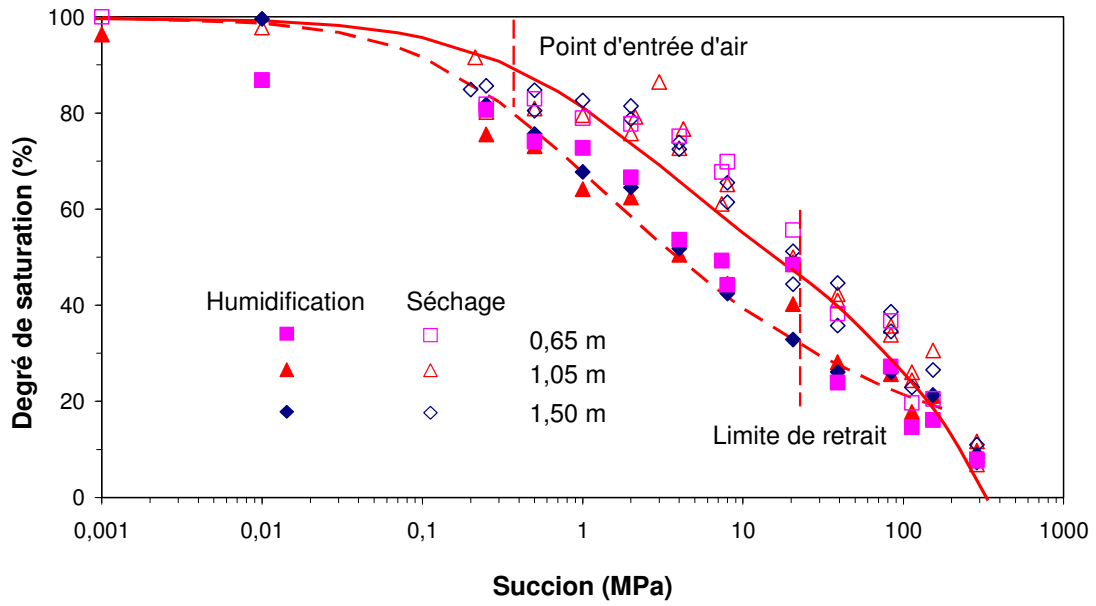


Figure III.10. Degré de saturation en fonction de la succion pour les trois profondeurs (Champenois)

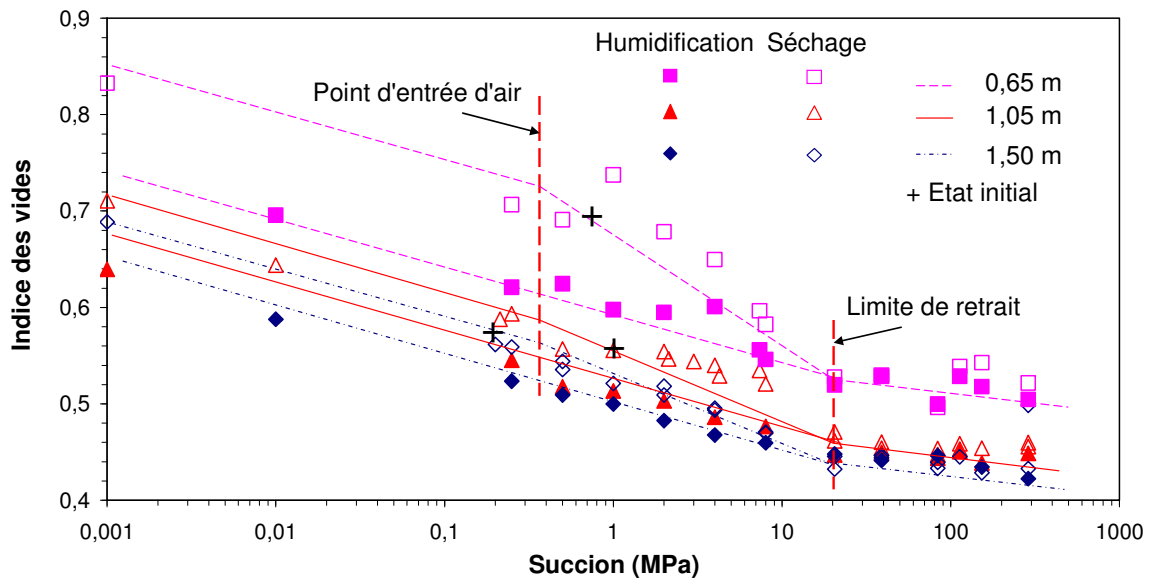


Figure III.11. Indice des vides en fonction de la succion pour les trois profondeurs (Champenois)

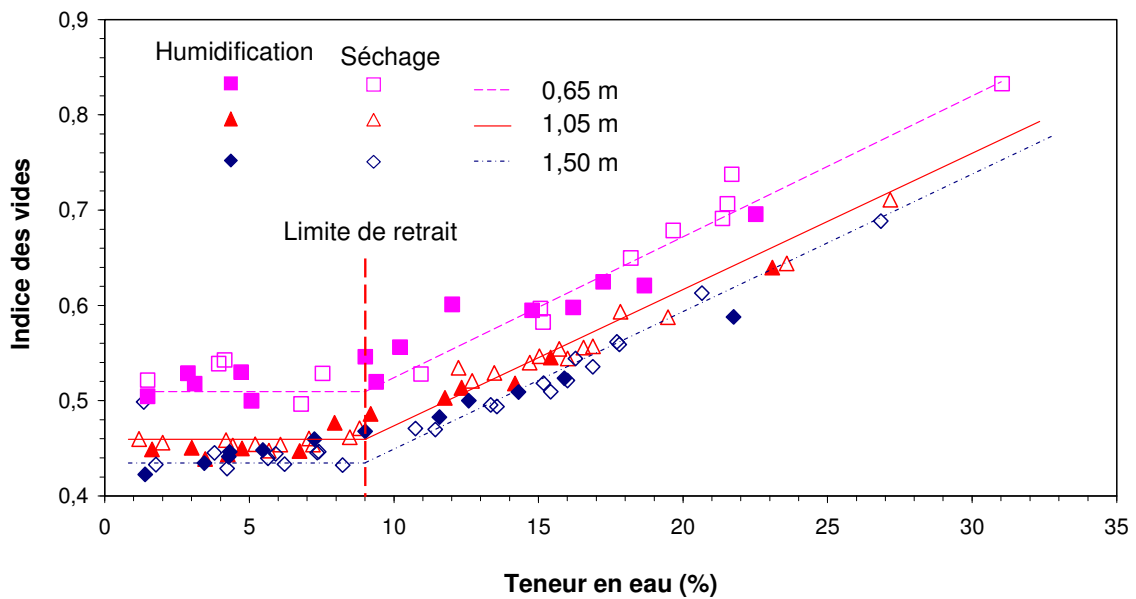


Figure III.12. Courbe de retrait pour les trois profondeurs (Champenois)

III.2.5. Essais de gonflement libre

Le tableau III.8 résume les états initiaux et les paramètres obtenus lors des essais du gonflement libre pour les trois profondeurs. Les résultats obtenus pour ces essais sont en fonction de l'état initial des échantillons en particulier leur masse volumique sèche et leur teneur en eau. Le potentiel de gonflement augmente avec la profondeur ainsi que la pression de gonflement.

Tableau III.8. Etats initiaux et paramètres du gonflement des matériaux reconstitués (Champenois)

Paramètres initiaux	Profondeur (m)		
	0,65	1,05	1,50
Teneur en eau pondérale naturelle (%)	28	20	17
Densité humide	1,90	1,90	2,02
Densité sèche	1,49	1,60	1,70
Indice des vides	0,80	0,68	0,59
Degré de saturation (%)	94	79	77
Paramètres de gonflement			
Potentiel de gonflement (%)	1,6	5,5	6,6
Pression de gonflement (kPa)	45	120	180

III.2.6. Comportement hydromécanique

Compte tenu des résultats des pressions de gonflement sur les sols compactés, des essais œdométriques à succion imposée par la méthode osmotique ont été réalisés sur un sol à 1,50 m de profondeur. La gamme de succion que peut imposer une solution osmotique de PEG 6 000 est entre 0 et 8,5 MPa. Nous avons choisi de réaliser des essais à 0, 2 et 8 MPa. Une première phase consiste à imposer la succion choisie sous chargement faible de 15 kPa. Une fois les déplacements stabilisés, le matériau est soumis à des paliers de chargement mécanique jusqu'à stabilisation de la déformation. La contrainte maximale appliquée est de 1 200 kPa pour les trois essais. Les chemins de contraintes des essais réalisés sont présentés sur la figure III.13 et dans le tableau III.9.

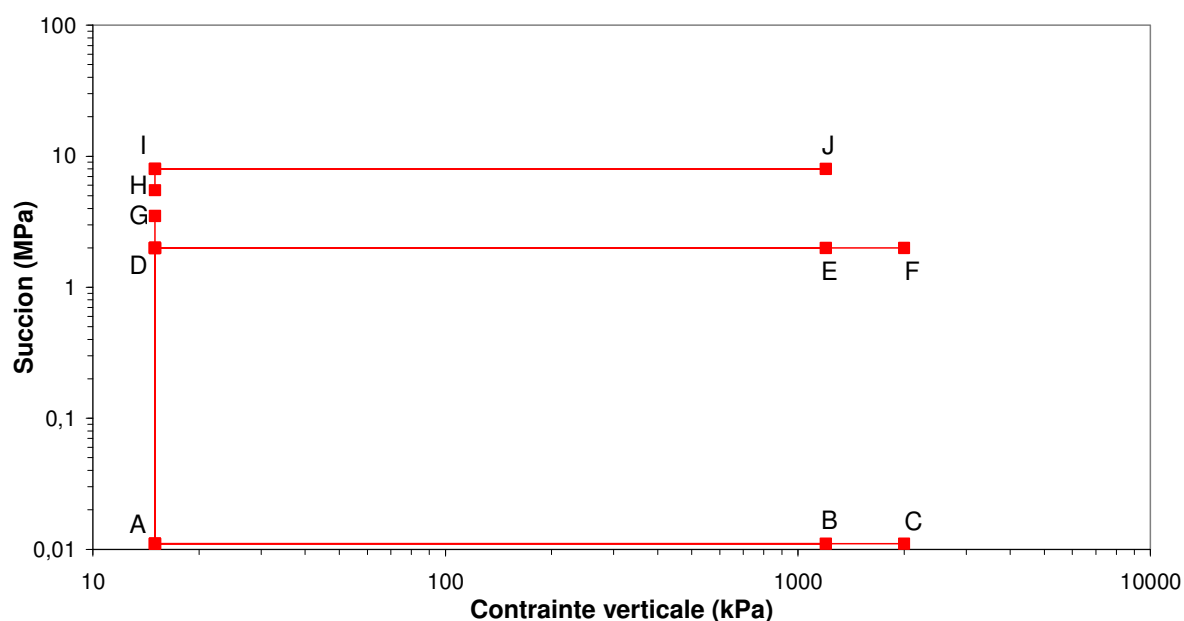


Figure III.13. Chemins de contraintes suivis dans le plan $(\sigma_v^* - s)$ (Champhenoux)

Tableau III.9. Description des chemins suivis (Champhenoux)

C1	D ₁ -A ₁ -B-A ₂
C2	G-D ₁ -E-D ₂
C3	H-I ₁ -J-I ₂

Ces trois essais ont été réalisés sur un matériau compacté aux teneurs en eau et aux densités sèches initiales présentées dans le tableau III.10. La hauteur initiale des éprouvettes est environ de 10,5 mm et leur diamètre vaut 70 mm dans les œdomètres osmotiques. Pour éviter le retrait des éprouvettes dans les œdomètres, elles ont été préparées aux teneurs en eau les plus proches possible de celles correspondant aux

succions imposées (pendant le chargement mécanique), obtenues à l'aide de la courbe de rétention du sol (Figure III.9). Cependant, le sol compacté sous la succion de 8 MPa présente un léger retrait.

Tableau III.10. Etats initiaux de matériau compacté à 1,50 m de profondeur (Champenoux)

Essai	Point	w_i (%)	γ_{di} (kN.m ⁻³)	e_i (-)	h_i (mm)	s_i (MPa)
C1 (s=0)	D	15,5	16,9	0,59	10,4	2
C2 (s=2)	G	13,5	17,1	0,57	10,4	3,5
C3 (s=8)	H	12,5	16,8	0,6	10,7	5,5

La figure III.14 présente les courbes de compressibilité sous les différentes succions appliquées. La courbe de compressibilité sous la succion nulle par l'essai osmotique a été également comparée avec les deux courbes obtenues par l'essai de gonflement libre à deux différentes masses volumiques sèches initiales (figure III.15). Les déformations plastiques de la phase de chargement à l'état saturé évoluent sur la ligne de comportement de normalement consolidé qui n'est pas influencé par l'état initial du sol.

Le tableau III.11 présente les paramètres mécaniques du matériau. Une augmentation de la pression de préconsolidation avec l'accroissement de la succion a été observée ce qui correspond au phénomène de rigidification du matériau. Le coefficient de compressibilité élastique (κ) et la pente de déchargement diminuent avec l'augmentation de la succion de 0,015 à 0,025. La valeur de la pente de compression vierge $\lambda(s)$ ne diminue que très légèrement avec l'accroissement de la succion appliquée.

Les deux courbes saturées suivraient le même chemin pour les contraintes supérieures à 400 kPa considérée comme la pression de saturation à succion 0 MPa (Figure III.15). La courbe de compressibilité sous la succion imposée de 2 MPa converge vers l'état saturé pour les pressions de saturation (P_{sat}) d'environ 1 000 kPa (Tableau III.11). Avec l'augmentation de la succion imposée, la charge nécessaire pour atteindre la pression de saturation augmente. Cette pression n'est pas atteinte pour la succion de 8 MPa mais peut être estimée à environ de 1 800 kPa.

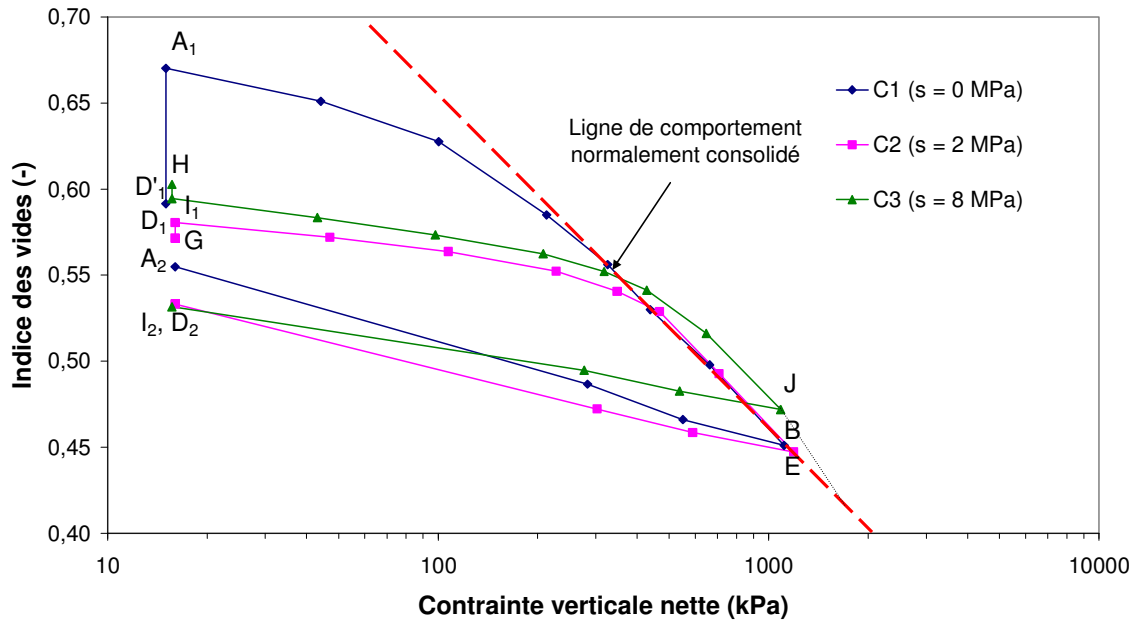


Figure III.14. Courbe compressibilité aux différentes suctions imposées du matériau compacté à 1,50 m de profondeur (Champenois)

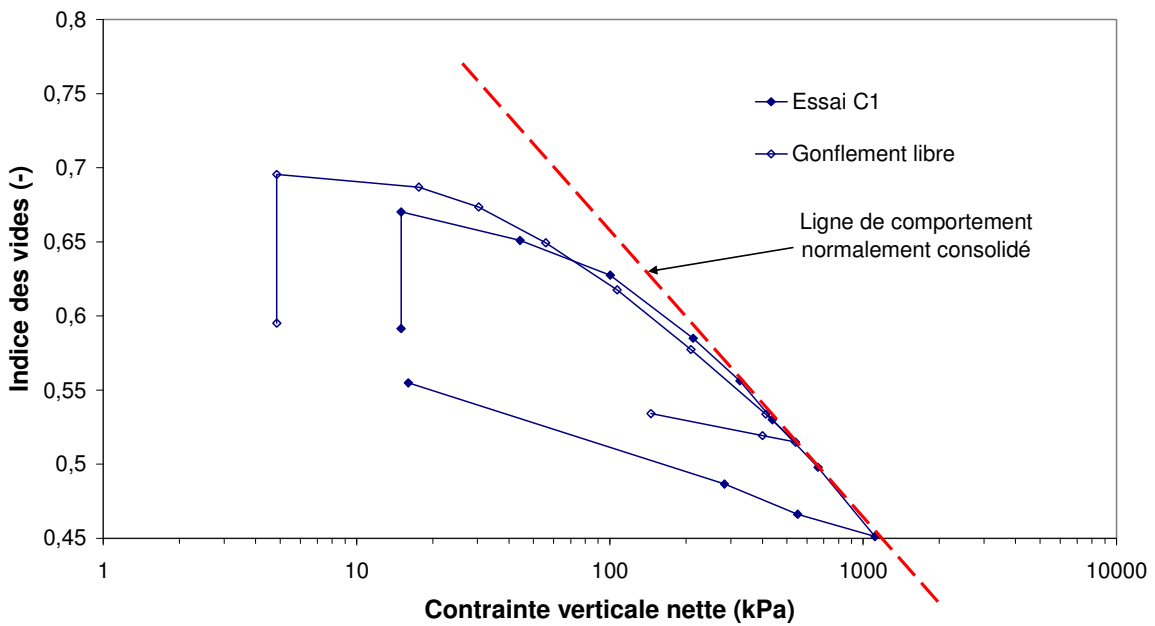


Figure III.15. Courbe de compressibilité à la saturation du matériau compacté à 1,50 m de profondeur (Champenois)

Tableau III.11. Paramètres de compressibilité en fonction de la succion appliquée des matériaux compactés à 1,50 m de profondeur (Champenois)

Essai	Succion (MPa)	κ ou $\kappa_{\text{déchargement}}$	P_0 (kPa)	λ (s)	P_{sat} (kPa)
C1	0	0,025	200	0,09	400
C2	2	0,02	350	0,088	1 000
C3	8	0,015	450	0,085	~ 1 800
Gonflement libre	0	0,02	200	0,09	400

III.2.7. Influence d'un cycle de séchage/humidification sur le comportement mécanique des sols

A la fin des cycles de chargement/déchargement sous les succions de 0 et 2 MPa, un cycle de séchage/humidification a été appliqué aux éprouvettes. Pour l'essai sous la succion de 0 MPa, le sol a d'abord été séché à la succion de 2 MPa (A_2 - D_2) et rehumidifié à sa succion initiale de 0 MPa (D_2 - A_3). Par ailleurs, un cycle d'humidification à la succion de 0 MPa (D_2 - A) et de séchage à la succion de 2 MPa a été appliqué au sol sous la succion de 2 MPa (A - D_3). A la fin de ces cycles de succion, un deuxième cycle de chargement/déchargement a été appliqué jusqu'à une contrainte verticale maximale de 1 900 kPa à la succion de 0 MPa (A_3 - C - A_4) et à la succion de 2 MPa (D_3 - F - D_4). Le tableau III.12 et la figure III.13 résument le chemin des contraintes suivis pour les deux essais C1 et C2.

Tableau III.12. Description des chemins suivis (Champenois)

C1	A_2 - D_2 - A_3 - C - A_4
C2	D_2 - A - D_3 - F - D_4

Les figures III.16 et III.17 présentent l'influence des cycles de succion sur la compressibilité du matériau étudié. Le cycle de succion entre 0 et 2 MPa produit un gonflement important malgré le potentiel moyen du gonflement de ce matériau. Cela produit une courbe de compressibilité inattendue avec deux pentes différentes (représentant probablement la partie surconsolidée élastique) pour les contraintes inférieures à la contrainte maximale appliquée à la fin de premier cycle de chargement/déchargement. A partir de 1 200 kPa, le sol continue son chemin sur la ligne de saturation pour les deux essais effectués. Par conséquent, la pression de saturation augmente à la contrainte maximale appliquée de 1 200 kPa, la pente λ est la pente de la ligne de comportement normalement consolidé (0,09) et la pente $\kappa_{\text{déchargement}}$ est égale à 0,02.

La figure III.18 présente le cycle de chargement/déchargement sous les deux succions de 0 et 2 MPa après l'application de chemin de séchage/humidification. Cependant, les deux courbes de compressibilité sous les succions de 0 et de 2 MPa suivent le même chemin d'un sol saturé sans être influencées par les succions imposées (Figure III.18).

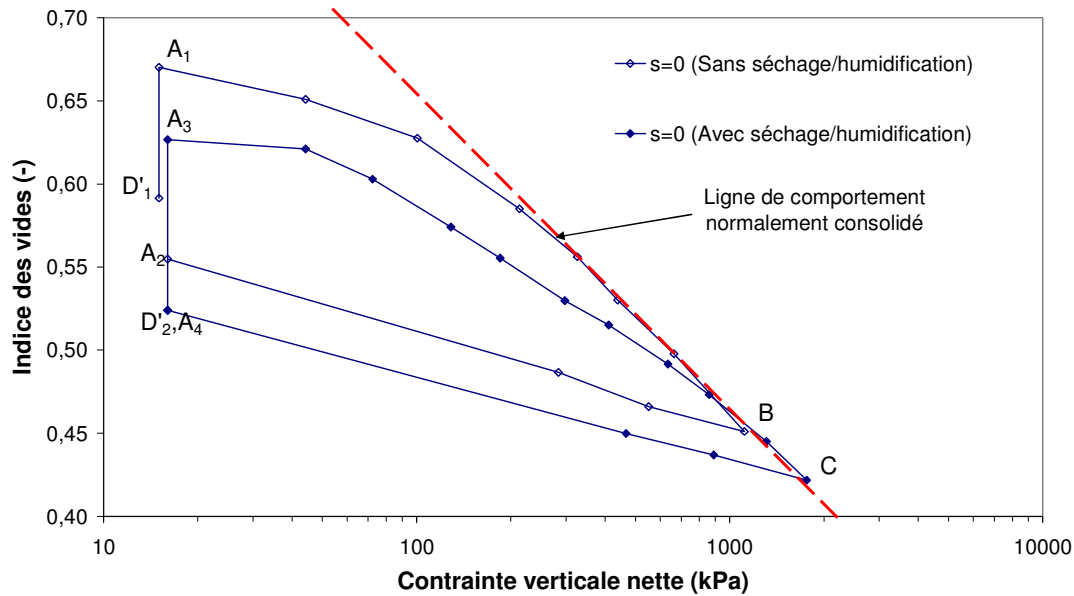


Figure III.16. Courbe de compressibilité à la saturation du matériau compacté avec et sans application d'un cycle de succion (Champenoux)

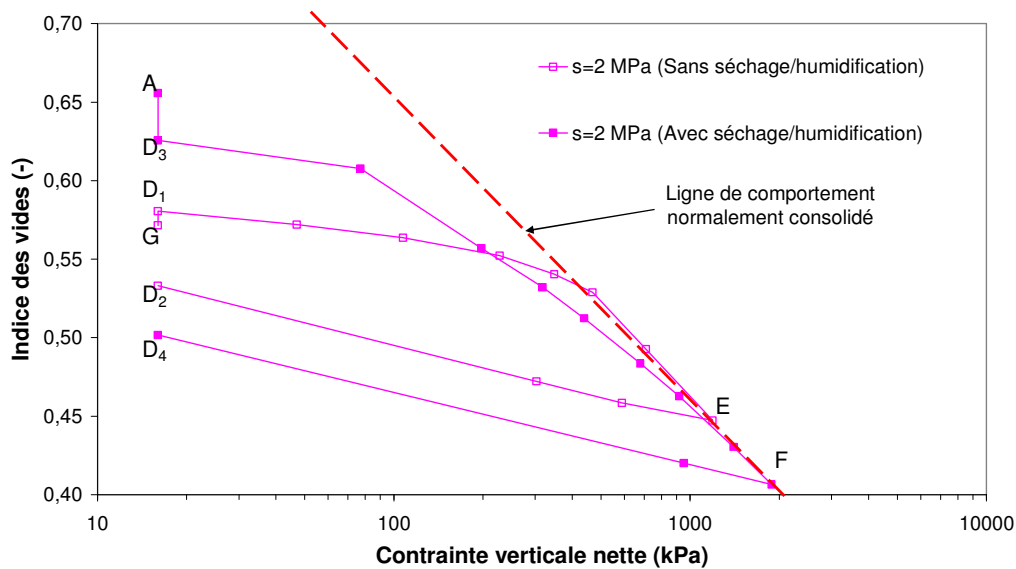


Figure III.17. Courbe de compressibilité à succion imposée de 2 MPa du matériau compacté avec et sans application d'un cycle de succion (Champenoux)

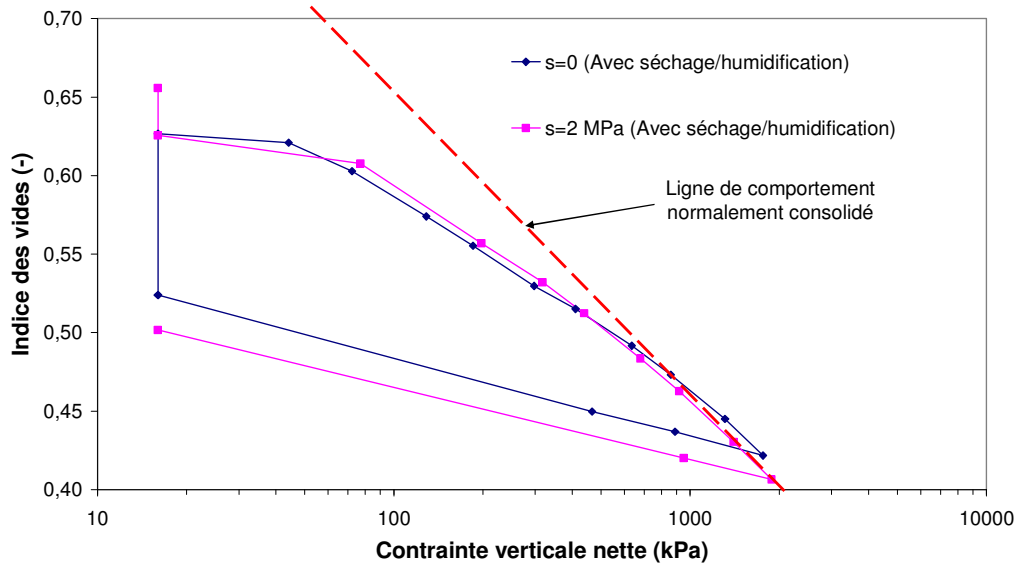


Figure III.18. Courbe de compressibilité aux suctions imposées de 0 et 2 MPa du matériau compacté à la fin d'un cycle de séchage/humidification (Champenois)

III.2.8. Interprétation du comportement hydromécanique

Le tableau III.11 permet de déterminer les surfaces initiales de l'effondrement mécanique (LC) et du comportement saturé (SCS) du sol de Champenois à différentes suctions avant l'application d'un cycle de chargement/déchargement. La limite initiale entre la micro- et macrostructure (Lm/M) est supposée égale à 0,3 MPa correspondant au point d'entrée d'air présentée sur la figure III.11. La suction de 20 MPa correspond à la limite de retrait du sol (LR). La figure III.19 présente toutes les surfaces de charge avant l'application d'un cycle de chargement/déchargement.

Après l'application d'un cycle de chargement/déchargement, les deux surface LC et SCS sont identiques et la limite entre micro- et macrostructure diminue à une suction très proche de 0 MPa. Les deux courbes de compressibilité identiques du sol à deux suctions de 0 et de 2 MPa présentées sur la figure III.18 confirment que le cycle de séchage/humidification entre 0 et 2 MPa n'influence pas les surfaces de charge.

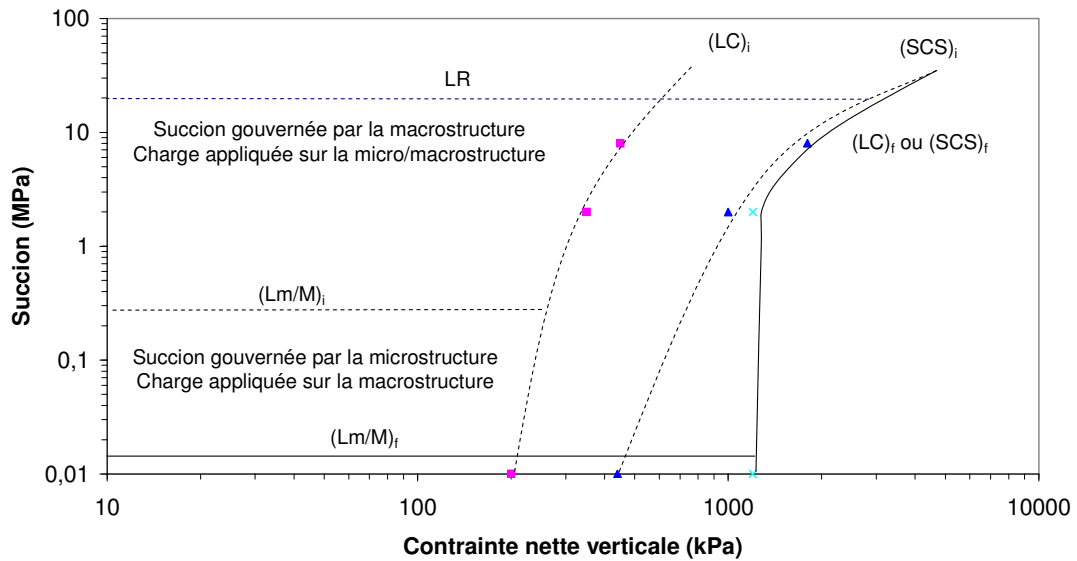


Figure III.19. Surfaces de charge initiale et finale après un cycle de chargement/déchargement

III.2.9. Conclusion

Les essais physiques, hydriques et mécaniques sont réalisés au laboratoire sur le sol de Champenoux à des profondeurs très proches de la surface (0,65 à 1,50 m). Les analyses géologiques et les essais géotechniques montrent que ce sol est moyennement gonflant avec une fraction argileuse maximale de 40% à la profondeur de 0,65 m. Les analyses porosimétriques définissent une microstructure dominante pour les trois différentes profondeurs de ce matériau. La similarité des courbes de rétention de matériaux à trois différentes profondeurs montre la présence d'une couche assez homogène jusqu'à 1,50 m de profondeur.

Les paramètres de gonflement libre confirment également le potentiel moyen du gonflement du sol de Champenoux. Pour cette raison, les cycles de succion successifs sous les contraintes mécaniques constantes n'ont pas été effectués sur ce matériau. Cependant, les essais hydromécaniques réalisés sur le sol reconstitué de 1,50 m montrent qu'avec l'augmentation de la succion imposée, la charge nécessaire pour atteindre la pression de saturation (P_{sat}) augmente. Le chargement de sol à une pression plus élevée que la pression de saturation, approche les surfaces de charge LC et SCS. A partir cette pression, le cycle de séchage/humidification n'influence plus les paramètres hydromécaniques du sol.

III.3. SITE EXPERIMENTAL DU DEFFEND

III.3.1. Introduction

Le site étudié se trouve sur la commune de Mignaloux-Beauvoir (Vienne), au lieu-dit du Deffend, à environ 4 km au Sud-Est de Poitiers. Le terrain appartient à l'Université de Poitiers et est déjà utilisé pour différents programmes scientifiques. Afin de mieux connaître la géologie au droit du site, deux sondages en carottage continu jusqu'à 7 m ont été réalisés entre le 28 novembre et le 6 décembre 2005 par le BRGM. Ils sont notés E1 (prairie) et E2 (forêt). Leur localisation est donnée sur les figures III.19 et III.20.

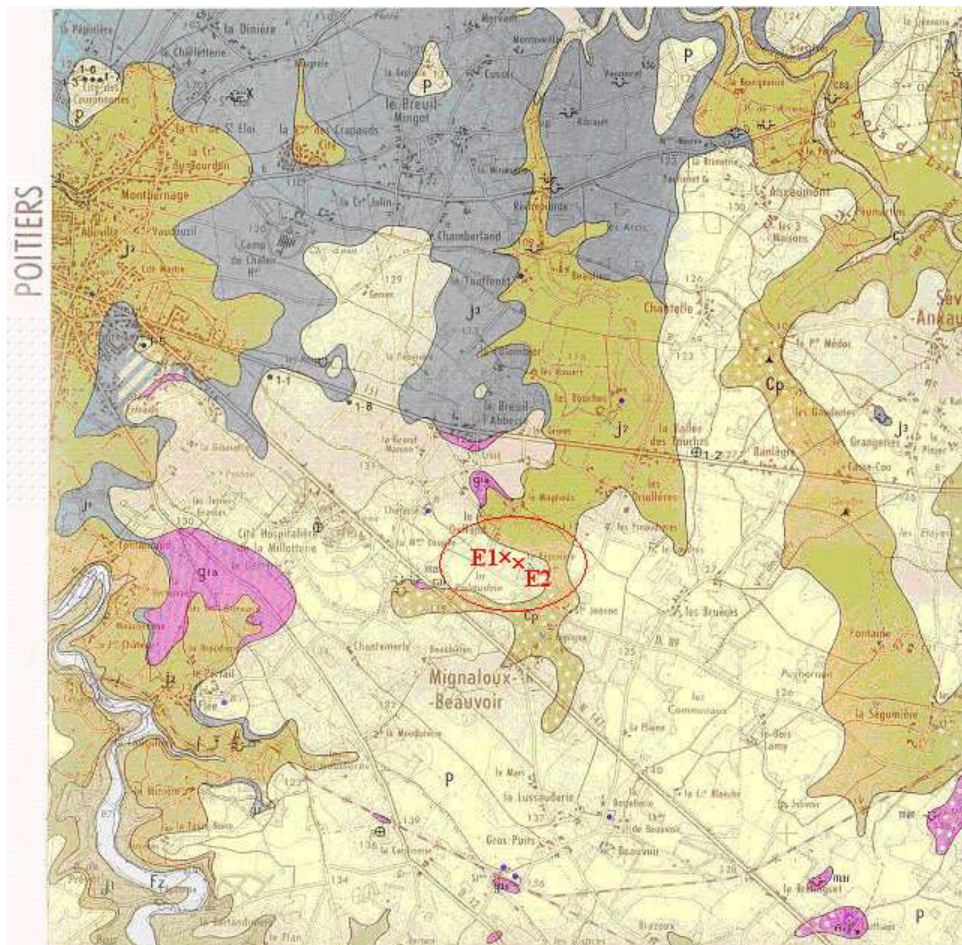


Figure III.20. Carte géologique de Chauvigny : situation de deux sondages E1 et E2 (échelle 1/50 000)

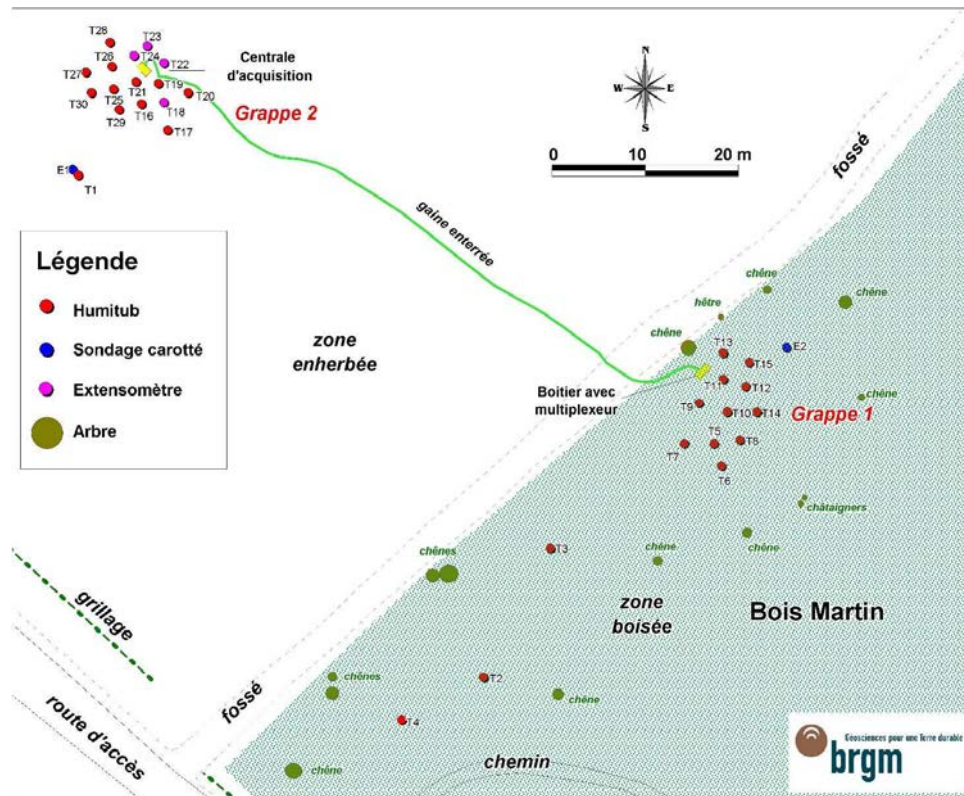


Figure III.21. Emplacement des deux sondages E1 et E2

La définition géologique de ces sondages est présentée ci-dessous :

Sondage E1 (prairie)

- sol limono-argileux à limono-sableux, voire sablo-limoneux (rarement), jusqu'à 4,7 m environ, test d'effervescence à l'acide (HCl 1,2 N) négatif ;
- en dessous de 4,7m, argile limoneuse avec indice de calcaires oolithiques remaniés (par carottage), puis calcaires en place vers 7 m, test HCl positif ;
- indice de nappe perchée avec engorgement temporaire (matériau bariolé évoquant un horizon de type pseudogley ?, à moins qu'il s'agisse simplement d'un horizon lithochrome panaché) de 1,5 environ à 2 m de profondeur ;
- le calcaire oolithique observé en fond de carottage est d'âge bathonien d'après la situation géographique et le contexte géologique du lieu dit du Deffend ;
- les argiles limoneuses sus-jacentes sont probablement à rapporter aux dépôts tertiaires (sannoisiens) car l'absence de carbonates n'est pas compatible avec un âge bathonien ;
- les matériaux limono-argileux à limono-sableux supérieurs évoquent les dépôts du « Complexe des Bornais », ils seraient en grande partie d'origine alluviale d'après les

notices des cartes géologiques Chauvigny à 1/50.000 (Bourgueil *et al.*, 1965) et Poitiers à 1/50.000 (Mourier *et al.*, 1986).

Sondage E2 (forêt)

- sol limoneux bariolé avec plus ou moins de graviers siliceux (grès-quartzite et silex) et ferrugineux ;
- test HCl négatif ;
- présence de débris végétaux (noirâtres, assez nombreux) à 6 m de profondeur ;
- dépôt évoquant la formation supérieure et moyenne du « Complexe des Bornais » d'âge plio-quadernaire. Il n'est pas certain que la formation basale constituée d'argiles limoneuses panachées, grises à jaunâtres [notices de la feuille Poitiers à 1/50.000 (Mourier *et al.*, 1986), et de la feuille Chauvigny à 1/50.000 (Bourgueil *et al.*, 1965)] ait été atteinte, la présence de débris végétaux relativement bien conservés à 6 m de profondeur pourrait être due à la retombée de la végétation au moment du carottage ;
- en ce qui concerne les minéraux des argiles de la formation basale du « Complexe des Bornais », la notice de la feuille Poitiers à 1/50.000 (Mourier *et al.*, 1986) indique les proportions relatives suivantes : kaolinite (4/10 à 5/10), montmorillonite (3/10 à 5/10) et illite (1/10 à 3/10), il est donc possible que des smectites (argiles gonflantes) soient présentes dans les formations moyennes et supérieures de ce complexe.

III.3.2. Caractérisation physique et géotechnique

Le matériau argileux gonflant étudié se trouve entre 6,10 et 6,80 m de profondeur du premier carottage (E1) et entre 5,20 et 5,75 m du deuxième sondage (E2). Tous les essais réalisés à différentes profondeurs pour ces deux couches argileuses ont présentés dans les tableaux III.13 et III.14.

Tableau III.13. Essais de laboratoire sur le site du Deffend (sondage E1 entre 6,10 et 6,80 m)

Essai	Profondeur (m)		
	6,10 - 6,40	6,40 – 6,60	6,60 – 6,80
Teneur en eau initial w_i	■	■	■
Densité sèche (γ_d/γ_w)	■	■	■
Densité humide (γ_h/γ_w)	■	■	■
Densité des grains solides (γ_s/γ_w)	■	■	■
Indice des vides e	■	■	■
Degré de saturation S_r	■	■	■
Limite de liquidité w_L	■	---	---
Limite de plasticité w_p	■	---	---
Granulométrie et Sédimentométrie	■	---	---
Diffraction de rayons X	---	---	■
Porosimétrie au mercure	■	■	---
Courbes de drainage-humidification	---	■	---
Mesures des paramètres du gonflement	■	---	---
Essai hydromécanique (essais comportant des cycles hydriques sous des charges verticales constantes + chargement/déchargement sous succion contrôlée)	■	---	---

■ essais réalisés

Tableau III.14. Essais de laboratoire sur le site du Deffend (sondage E2 entre 5,20 et 5,75 m)

Essai	Profondeur (m)		
	5,20 - 5,40	5,40 – 5,60	5,60 – 5,75
Teneur en eau initial w_i	■	■	■
Densité sèche (γ_d/γ_w)	■	■	■
Densité humide (γ_h/γ_w)	■	■	■
Densité des grains solides (γ_s/γ_w)	■	■	■
Indice des vides e	■	■	■
Degré de saturation S_r	■	■	■
Limite de liquidité w_L	---	■	---
Limite de plasticité w_p	---	■	---
Granulométrie et Sédimentométrie	---	■	---
Diffraction de rayons X	■	---	---
Porosimétrie au mercure	---	■	---
Courbes de drainage-humidification	---	■	---
Mesures des paramètres du gonflement	---	■	---
Essai hydromécanique (essais comportant des cycles hydriques sous des charges verticales constantes + chargement/déchargement sous succion contrôlée)	---	■	---

■ essais réalisés

La variation de chacun des paramètres physiques est présentée dans le tableau III.15 pour les profondeurs indiquées du sondage E1. La densité sèche du matériau varie entre 1,04 et 1,22. La teneur en eau initiale du sol étant entre 40 et 51 %. La succion totale initiale a été mesurée par la technique du papier filtre (ASTM 1995a). Elle est comprise entre 450 et 700 kPa pour les différentes profondeurs.

Tableau III.15. Paramètres géotechniques aux différentes profondeurs (site du Deffend - sondage E1)

Profondeur (m)	w (%)	ρ_h (Mg/m ³)	ρ_d (Mg/m ³)	ρ_s (Mg/m ³)	Succion totale (kPa)
6,10 à 6,40	41	1,73	1,22	2,60	700
6,40 à 6,60	46,3	1,70	1,15	2,60	520
6,60 à 6,80	50,5	1,65	1,04	2,60	450

Les teneurs en eau plus faibles du sondage E2 situé dans la zone boisée reflètent l'abondance de couverture végétale et l'effet de pompe biologique du couvert forestier. Les résultats plus dispersés de la densité sèche confirment la plus grande hétérogénéité granulométrique (et probablement minéralogique) des dépôts traversés par le sondage E2. La variation de chacun des paramètres physiques est présentée dans le tableau III.16 pour ces profondeurs indiquées pour sondage E2. Le sol argileux du sondage E2 présente une couche plus homogène avec une variation des teneurs en eau et des densités sèches moins importantes. Cette homogénéité produit une facilité du déroulement des essais de drainage-humidification, du gonflement libre et des essais hydromécaniques aux différents intervalles de profondeur entre 5,20 et 5,75 m (Tableau III.14).

Tableau III.16. Paramètres géotechniques aux différentes profondeurs (site du Deffend - sondage E2)

Profondeur (m)	w (%)	ρ_h (Mg/m ³)	ρ_d (Mg/m ³)	ρ_s (Mg/m ³)
5,20 à 5,40	24	1,94	1,56	2,64
5,40 à 5,60	23	1,98	1,60	2,62
5,60 à 5,75	22,4	2,01	1,64	2,60

Les différents paramètres d'identification de ces matériaux sont présentés dans le tableau 17. La mesure par diffraction de rayons X réalisée par analyse standard sur poudre est présentée sur la figure III.22 pour le sol du sondage E1 et sur la figure III.23 pour le sol du sondage E2. Les phases minéralogiques dominantes dans les échantillons sont les montmorillonites.

Tableau III. 17. Caractéristiques géotechniques des matériaux étudiés (site du Deffend)

Paramètre	Sondage E1	Sondage E2
Limite de liquidité (%)	85,6	64,6
Limite de plasticité (%)	53,7	40
Indice de plasticité (%)	31,9	24,6
Valeurs de Bleu de Méthylène (VBS)	7,34	6,47
Densité des grains solides	2,60	2,63
Pourcentage de passant au tamis de 80 µm	99%	85%
Fraction argileuse (<0,002 mm)	72%	52%

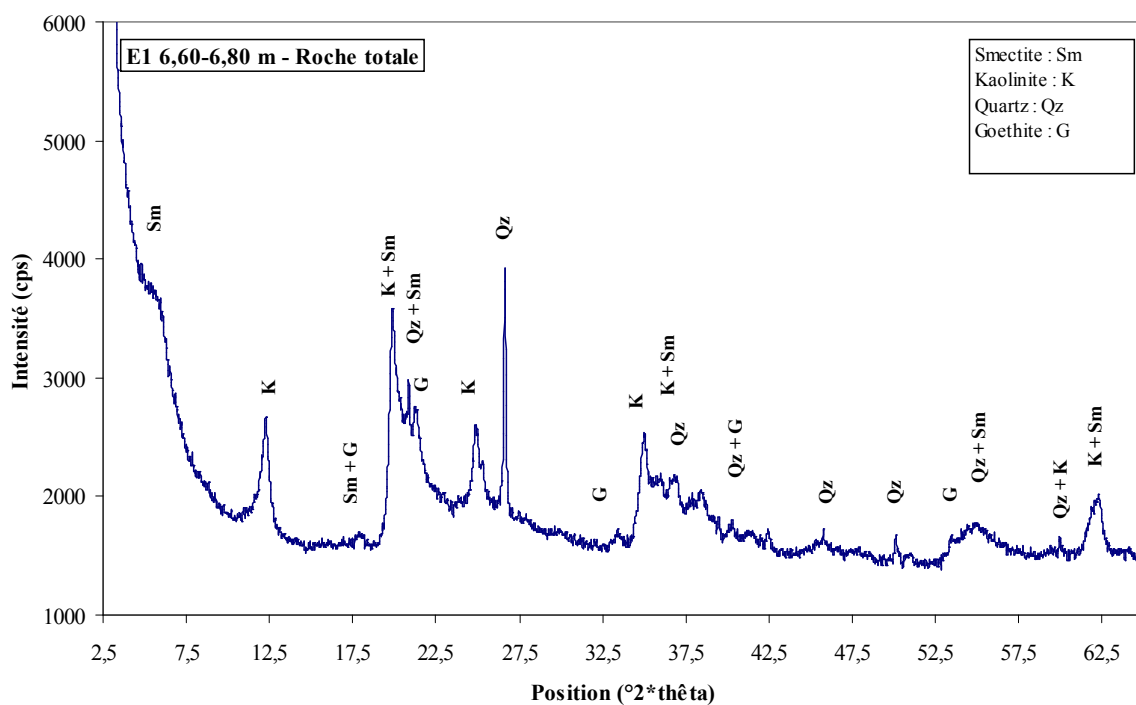


Figure III.22. Diffraction de rayons X des matériaux étudiés (site du Deffend - sondage E1)

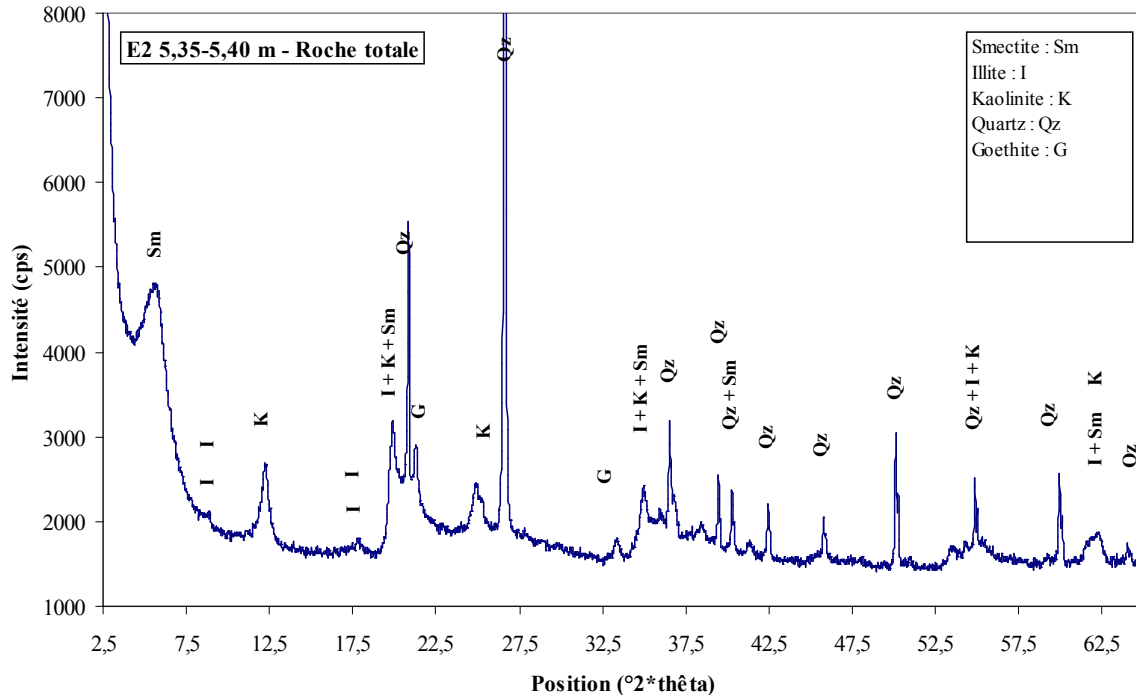


Figure III.23. Diffraction de rayons X des matériaux étudiés (site du Deffend - sondage E2)

D'après plusieurs classifications proposées par Altmeyer (1955), Holtz & Gibbs (1956), Seed *et al.* (1962), Holtz & Dakshhanmurthy (1973), BRE (1980) et Ghen (1988), le potentiel de retrait/gonflement de deux sols étudiés est estimé fort à très fort.

III.3.3. Essais de porosimétrie au mercure

Les essais de porosimétrie au mercure ont été réalisés pour définir la distribution de la dimension de pores des matériaux non-remaniés. La figure III.24 présente le volume d'intrusion de mercure obtenu en fonction du diamètre de pores pour deux différents matériaux. La masse volumique est de $1,25 \text{ Mg/m}^3$ pour le sol du sondage E1, et de $1,80 \text{ Mg/m}^3$ pour le sol du sondage E2. Cette distribution bimodale de pores est la caractéristique fondamentale de ce type de matériau. Les valeurs dominantes de $0,015$ et de $0,020 \mu\text{m}$ correspondent aux pores intra-agrégats (microstructure) pour les masses volumiques sèches de $1,25 \text{ Mg/m}^3$ et de $1,80 \text{ Mg/m}^3$. Celle de $55 \mu\text{m}$ correspond aux pores inter-agrégats (macroscopiques) pour l'échantillon étudié du sondage E1. Le sol du sondage E2 ne présente pas de macrostructure. La limite du diamètre entre les deux familles de pores pourrait se trouver entre $0,15$ et $4,5 \mu\text{m}$ car les pores dans cette gamme ne semblent pas être affectés par la pression d'intrusion de mercure.

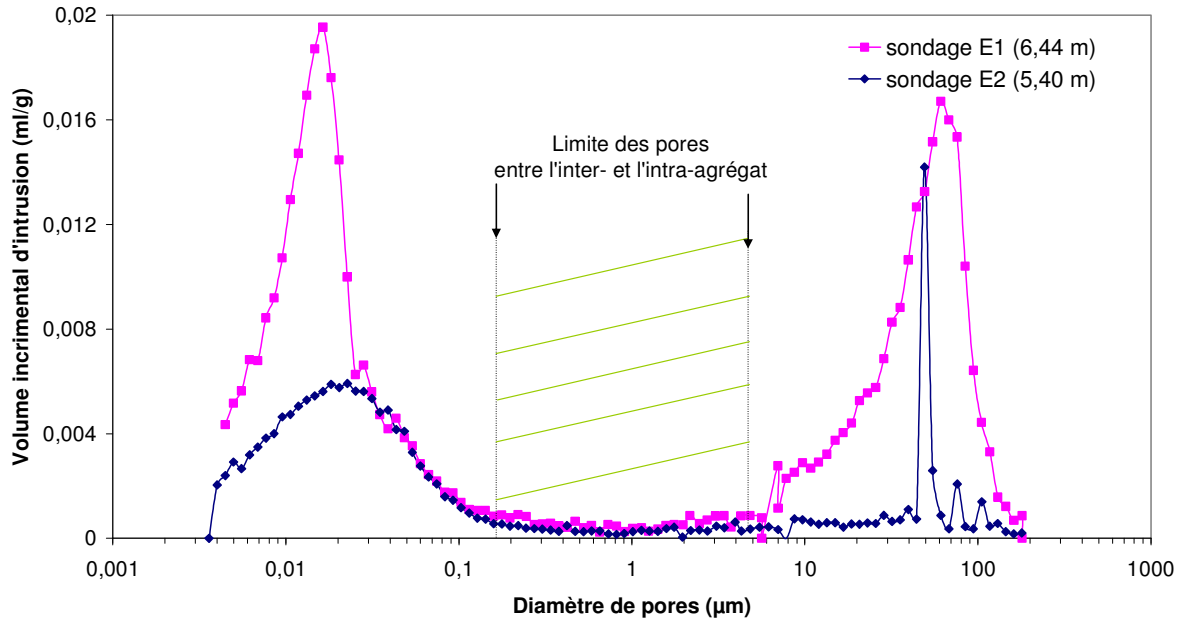


Figure III.24. Volume incrémental d'intrusion de mercure en fonction du diamètre de pores pour deux échantillons (site du Deffend)

Les figures III.25 et III.26 montrent la relation entre les diamètres de pores et l'indice des vides cumulé pour les deux matériaux étudiés. Les indices des vides totaux des échantillons sont de 1,14 pour la densité sèche de 1,25 et de 0,45 pour la densité sèche de 1,80 (Tableau III.18). Le volume de pores inter-agrégats présente un indice des vides de 0,36 pour le sol du sondage E1 et de 0,06 pour le sol du sondage E2 avec un diamètre de pore de 0,60 μm considéré comme la limite des deux niveaux structuraux pour les deux échantillons. Cette valeur a été considérée comme l'indice des vides initial de macrostructure. Par conséquent, l'espace des vides résiduel qui correspond aux pores d'intra-agrégat, donne un indice des vides intra-agrégats de 0,78 (70 % de porosité totale) pour l'échantillon E1 et de 0,39 (88 % de porosité totale) pour l'échantillon E2.

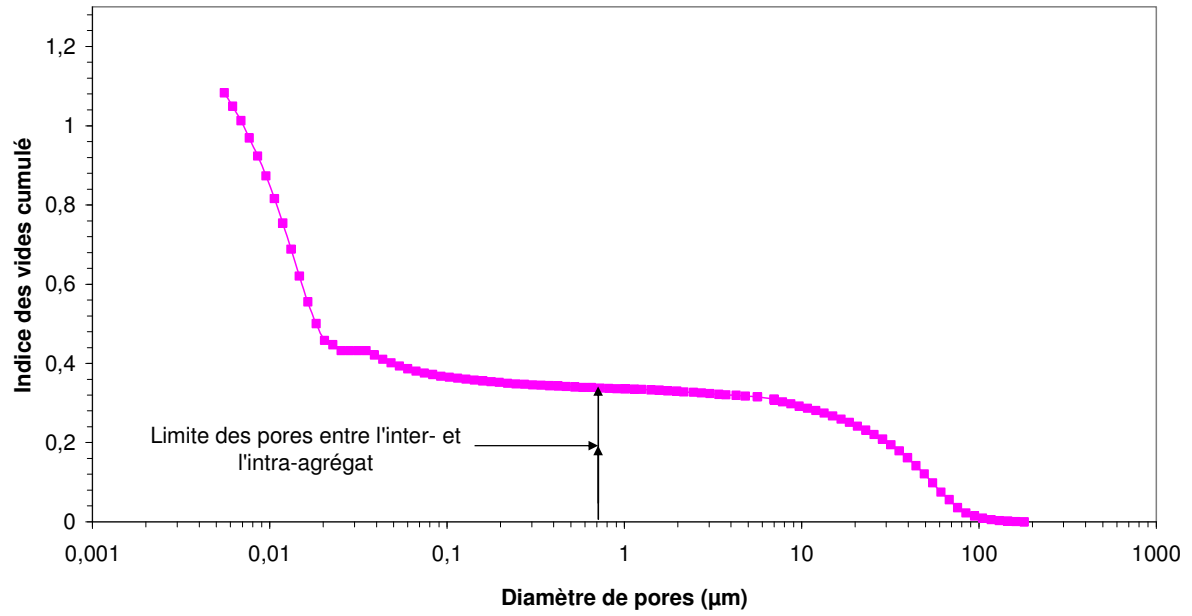


Figure III.25. Evaluation de l'indice des vides du matériau argileux d'après les essais de porosimétrie au mercure (site du Deffend - sondage E1)

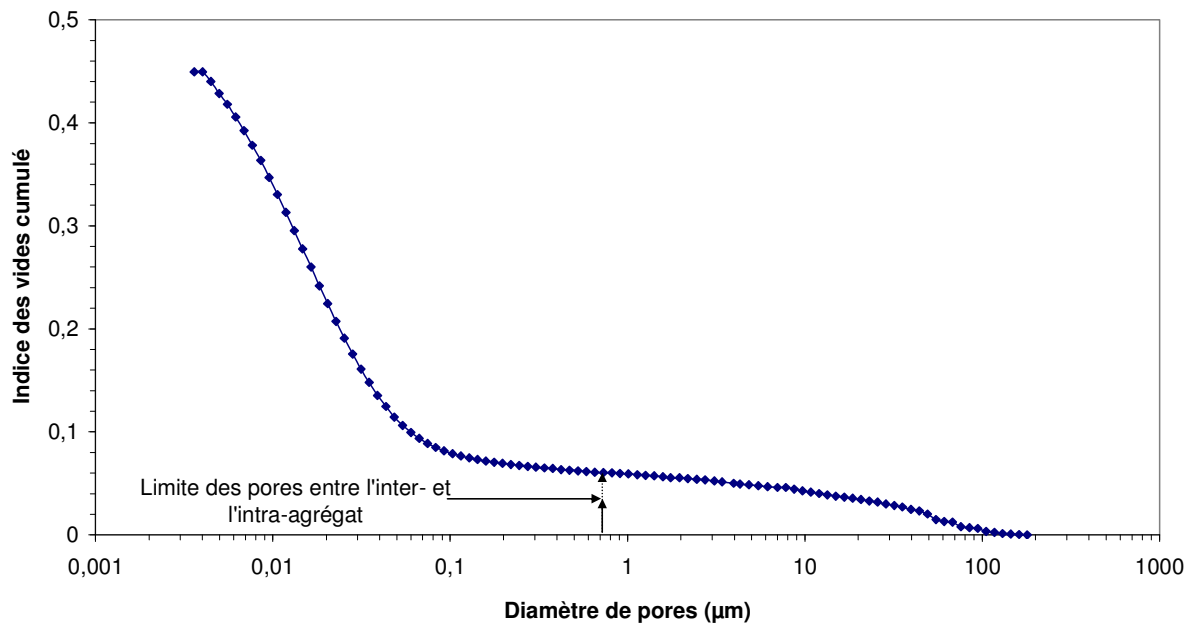


Figure III.26. Evaluation de l'indice des vides du matériau argileux d'après les essais de porosimétrie au mercure (site du Deffend - sondage E2)

Tableau III.18. Indice des vides du matériau étudié d'après l'essai de porosimétrie au mercure pour les teneurs en eau différentes (site du Deffend)

Sondage	E1	E2
Indice des vides total du sol Mesuré au laboratoire	1,14	0,45
Indice des vides de macrostructure	0,36	0,06
Indice des vides de microstructure	0,78	0,39

III.3.4. Courbes de rétention

Les courbes de rétention des matériaux étudiés ont été déterminées en imposant des succions supérieures à 8,5 MPa par la méthode des solutions salines et inférieures à 8,5 MPa par la méthode osmotique.

- Sondage E1

Les éprouvettes du sondage E1 à la profondeur de 6,45 m ont une masse volumique sèche initiale de 1,15 Mg/m³. La teneur en eau initiale est de 46 % environ et la succion initiale est de l'ordre de 0,5 MPa. A partir de cet état initial, différentes succions ont été appliquées dans une gamme étendue de 0,01 MPa jusqu'à 287,9 MPa. Par la suite, les échantillons secs (après mise en étuve de 60°) ont subi un cycle d'humidification complet jusqu'à la saturation.

À chaque palier, la teneur en eau et le volume des échantillons ont été déterminés. Quatre différents plans de représentation ont été utilisés pour présenter les résultats (Figure III.27 à III.30).

La figure III.27 présente l'évolution de la teneur en eau lors d'une variation de la succion imposée. La teneur en eau nécessaire pour la saturation du sol est proche de 50 %. Comme il est admis que dans les matériaux très compactés, la boucle d'hystérésis est absente, son existence sur nos courbes traduit une forte porosité du matériau.

La figure III.28 présente l'évolution du degré de saturation en fonction de la succion imposée pour le matériau étudié. Le point d'entrée d'air correspond à une succion de 100 MPa.

Par ailleurs, les résultats de l'essai de porosimétrie (MIP) peuvent être utilisés afin de déterminer la relation entre le degré de saturation et la succion présentée sur la figure III.28 (cf. I.8.3). Pour les succions très proches de la saturation, cette courbe calculée correspond parfaitement aux résultats mesurés, en revanche dans le domaine de fortes succions, elle suit plutôt la courbe obtenue en humidification. Ceci correspond aux observations de Romero *et al.* (1999).

Le plan (indice des vides - succion) pour le sol étudié est présenté sur la figure III.29. Sur le chemin du séchage, il subit une diminution de volume par perte d'eau. A partir d'une succion de 1,5 MPa correspondant à la limite de micro/macro ($s_{m/M}$), l'indice des vides

continue à diminuer fortement. La courbe présente le même chemin lors du séchage et de l'humidification pour les succions supérieures à 100 MPa correspondant à la limite de retrait (s_R) ou le point d'entrée d'air (s_{air}) pour le sol E1. Sur le chemin d'humidification pour les succions inférieures à s_R ($=100$ MPa), la pente du chemin du gonflement est identique à celle de séchage pour les succions inférieures à $S_{m/M}$.

La figure III.30 montre la variation de l'indice des vides en fonction de la teneur en eau du matériau (courbe de retrait) pour les matériaux étudiés. Cette courbe est schématisée par deux droites. Pour la limite de retrait du matériau de 12 % correspondant à une succion (s_R) de 100 MPa, l'indice des vides est sensiblement constant et égal à 0,45. Une légère variation de l'indice des vides pour les teneurs en eau inférieures à celle de la limite de retrait est aussi observée.

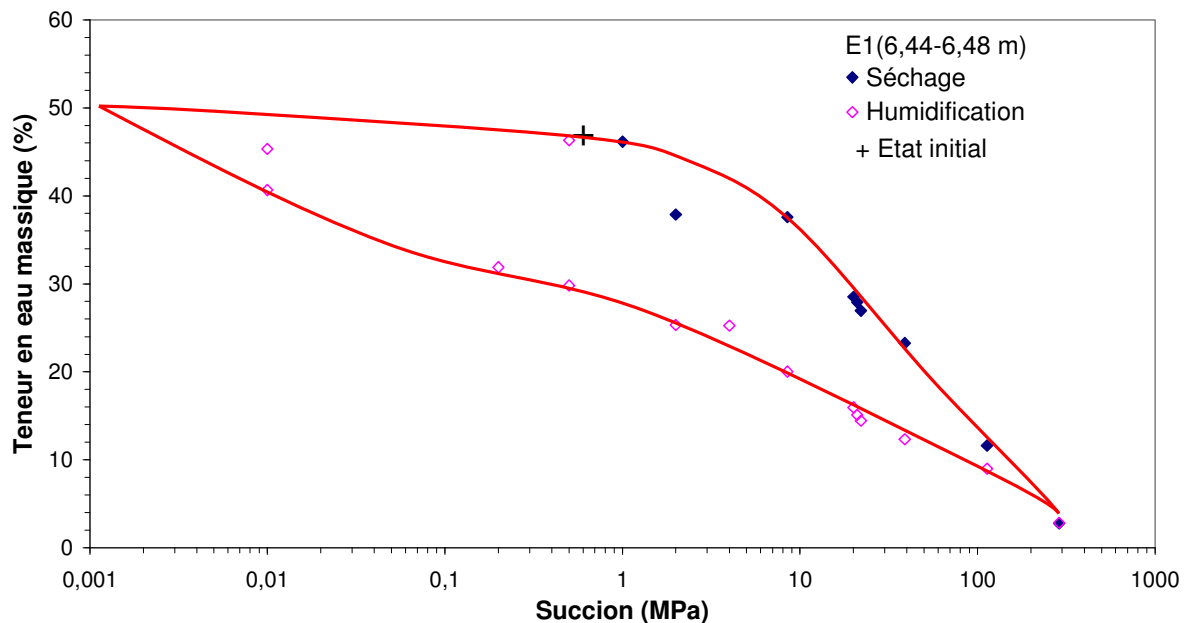


Figure III.27. Courbe de rétention pour le matériau étudié (site du Deffend - sondage E1)

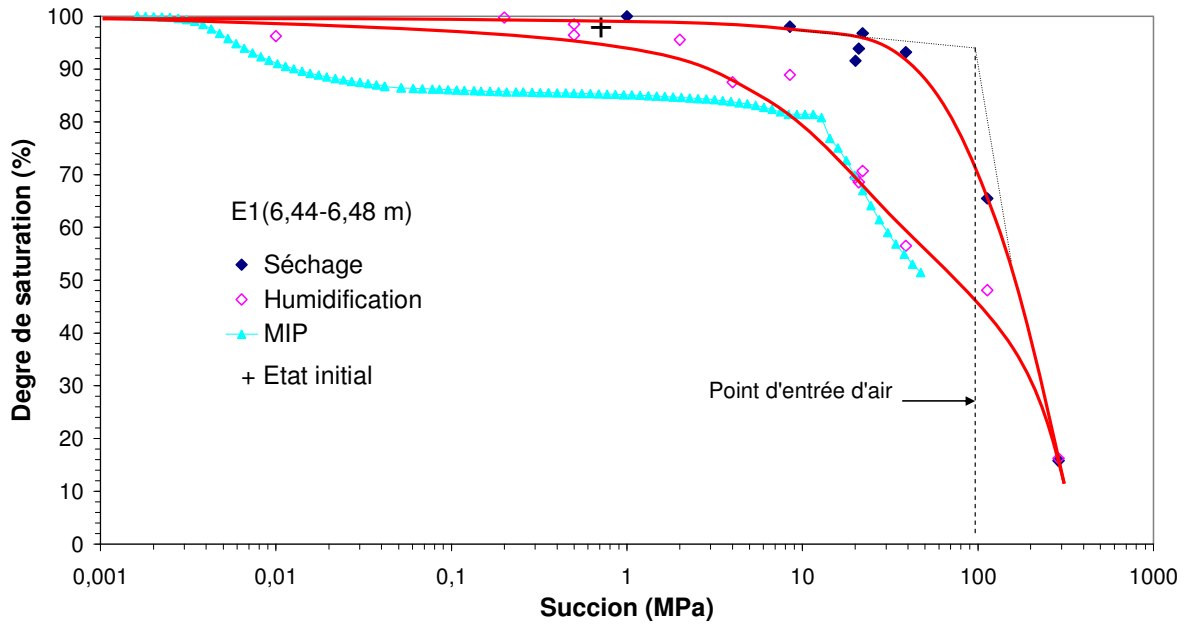


Figure III.28. Courbe (degré de saturation - succion) pour le matériau étudié (site du Deffend - sondage E1)

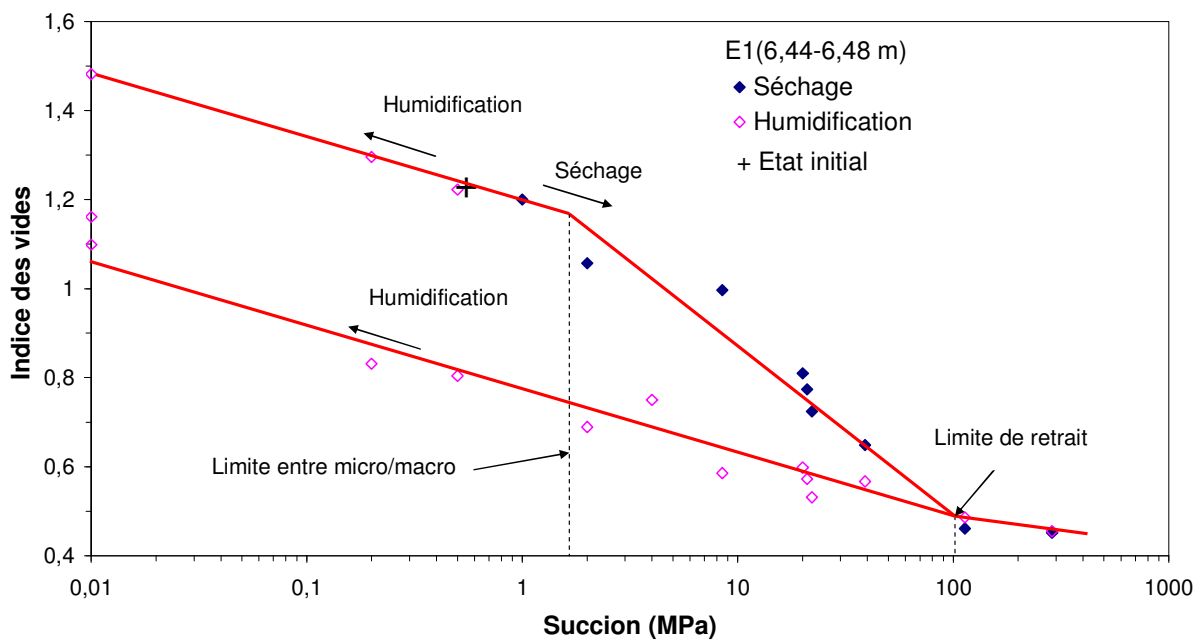


Figure III.29. Courbe (indice des vides- succion) pour le matériau étudié (site du Deffend - sondage E1)

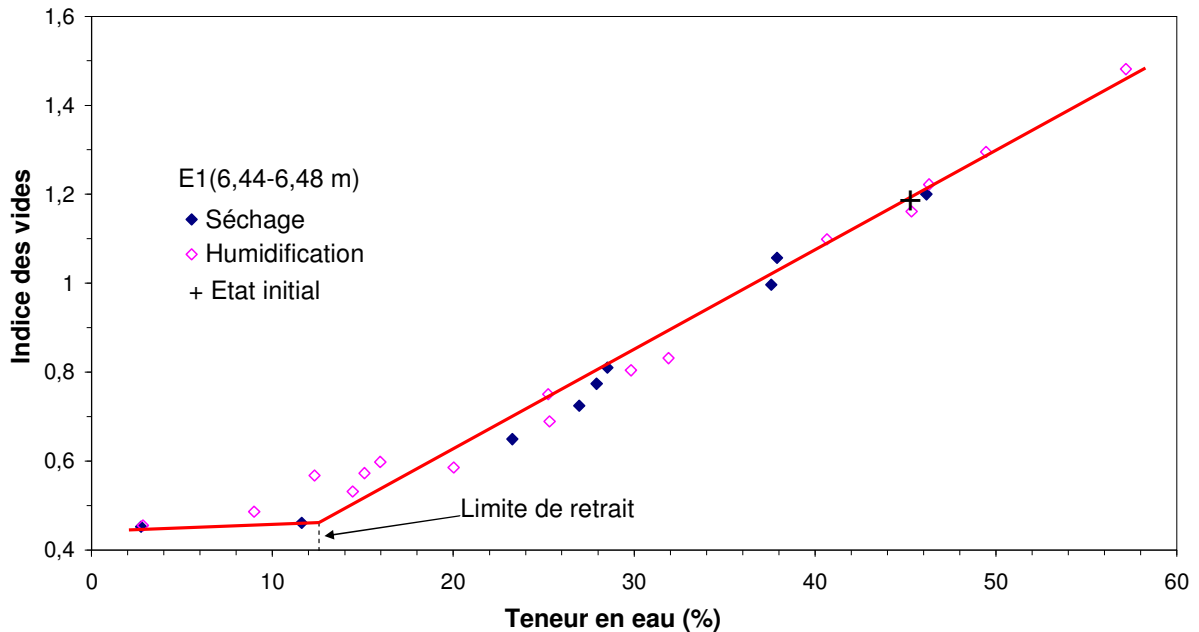


Figure III.30. Courbe de retrait pour le matériau étudié (site du Deffend - sondage E1)

- Sondage E2

Le sol utilisé pour déterminer la courbe de rétention du sondage E2 provient d'une profondeur entre 5,40 et 5,60 m. Les éprouvettes ont une masse volumique sèche initiale de $1,75 \text{ Mg/m}^3$. La teneur en eau initiale est de 6 % environ et la succion initiale est de l'ordre de 300 MPa. A partir de cet état initial, les échantillons secs ont subi un cycle d'humidification complet jusqu'à la saturation. Pour déterminer le chemin de séchage, les échantillons saturés, ont été séchés jusqu'à une succion de 287,9 MPa.

Quatre plans de représentation ont été utilisés pour exploiter les résultats, reportés sur les figures III.31 à III.34. Les points suivants peuvent être notés :

- la limite de retrait du sol est de l'ordre de 14 % qui correspond à une succion de 30 MPa ;
- l'indice des vides du sol continue à diminuer pour les teneurs en eau inférieures à celle de la limite de retrait ;
- le comportement est sans boucle d'hystérésis en séchage et en humidification dans le plan (degré saturation-succion) ;
- le résultat de l'essai porosimétrique (MIP) confirme également l'absence d'une boucle d'hystérésis dans le plan (degré saturation-succion) ;
- les chemins de séchage/humidification divergent dans le plan de (indice des vides-succion) et de (teneur en eau-succion) ;
- la succion limite entre micro- et macrostructure est de 0,5 MPa ;
- le point d'entrée d'air et la limite de retrait sont très proches et correspondent à une succion entre 20 et 30 MPa.

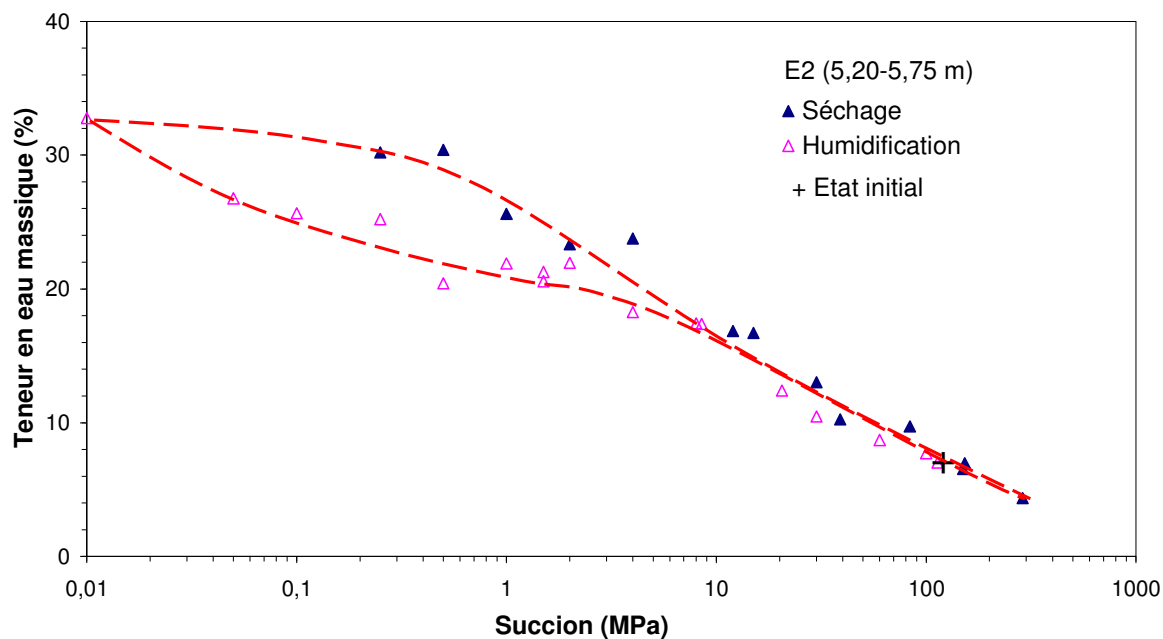


Figure III.31. Courbe de rétention pour le matériau étudié (site du Deffend -sondage E2)

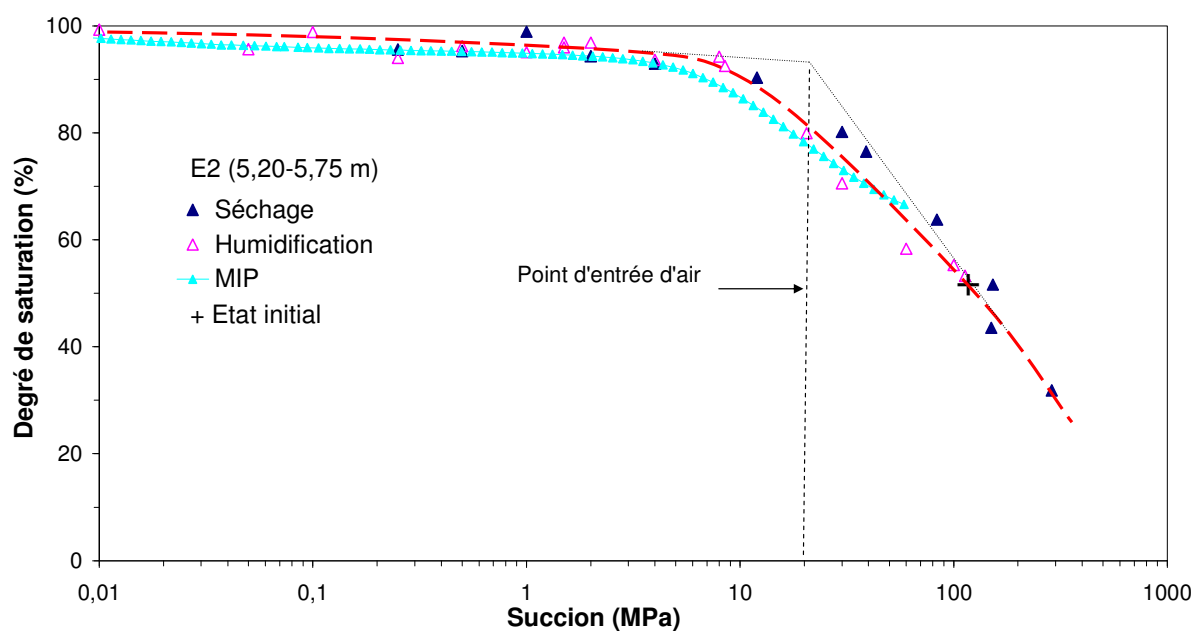


Figure III.32. Courbe (degré de saturation - succion) pour le matériau étudié (site du Deffend -sondage E2)

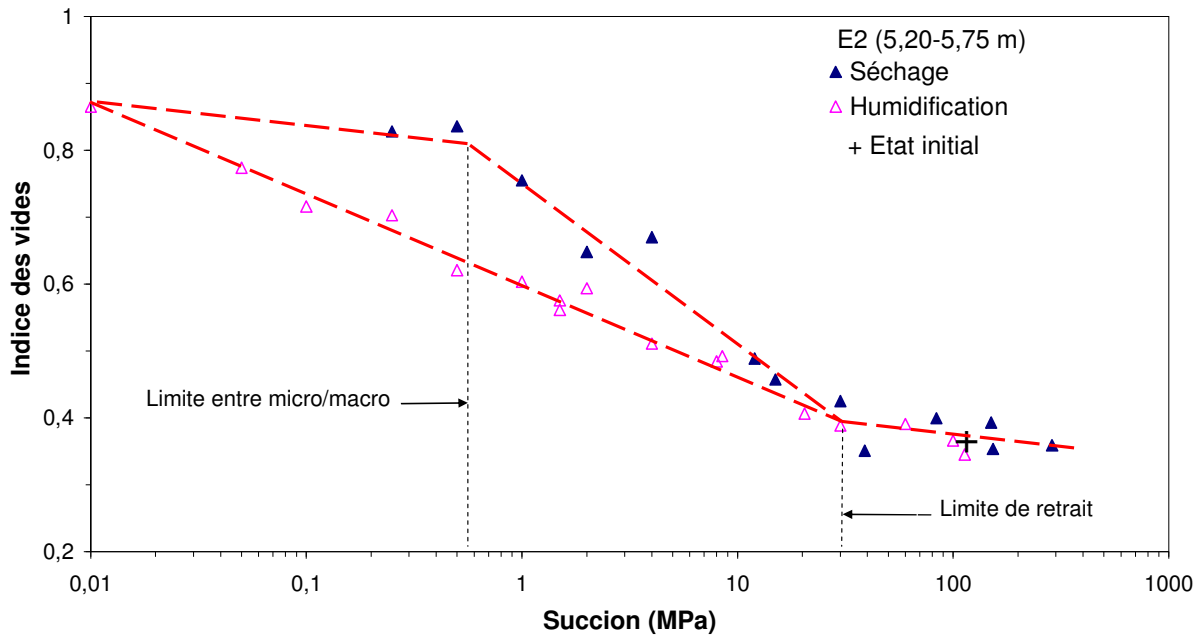


Figure III.33. Courbe (indice des vides- succion) pour le matériau étudié (site du Deffend -sondage E2)

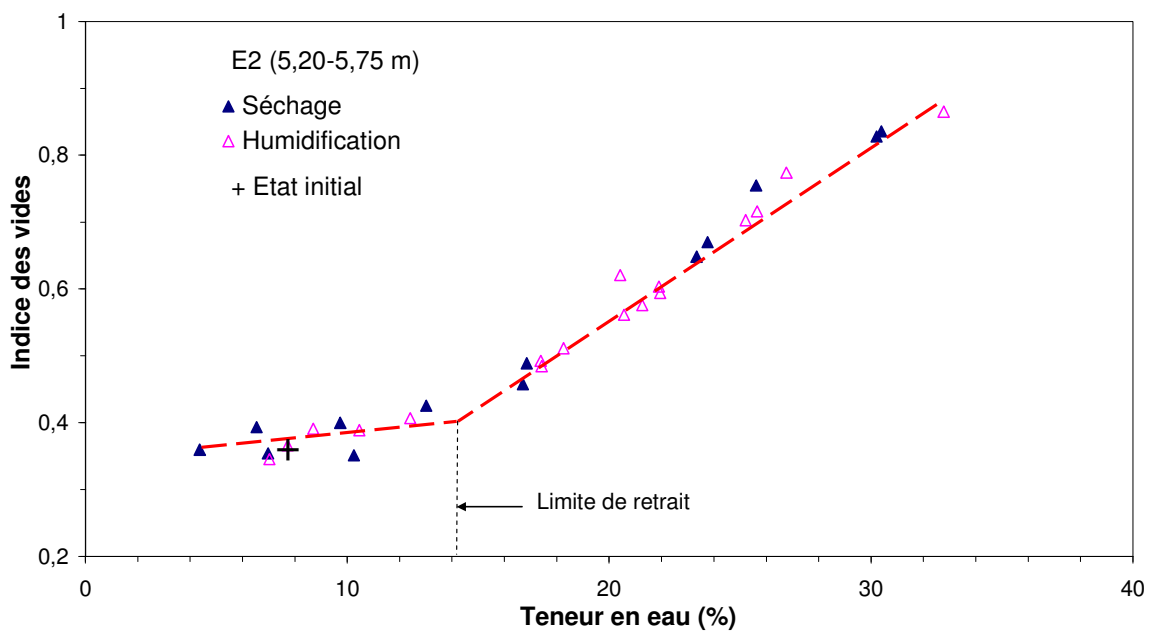


Figure III.34. Courbe de retrait pour le matériau étudié (site du Deffend -sondage E2)

Le tableau III.19 résume les paramètres hydriques des sols étudiés : la pente de la partie élastique et plastique lors de séchage, la pente de la partie élastique lors d'humidification et la pente de la partie de retrait dans le plan (indice des vides – log succion) sont présentées respectivement par κ_{ms} , λ_{ms} , κ_{mh} et κ_R . Les succions correspondant à la limite de retrait (s_R), à la limite entre micro/macro ($s_{m/M}$) et au point d'entrée d'air (s_E) sont également présentées dans ce tableau.

Tableau III.19. Paramètres hydriques du matériau étudié (site du Deffend)

Sondage	E1	E2
Pente de la partie élastique lors de séchage (κ_{ms})	0,06	0,02
Pente de la partie plastique lors de séchage (λ_{ms})	0,17	0,10
Pente de la partie de retrait (κ_R)	0,01	0,02
Pente de la partie élastique lors d'humidification (κ_{mh})	0,06	0,06
Succion à la limite entre micro/macro (MPa)	1,5	0,5
Succion au point d'entrée d'air (MPa)	100	20
Succion à la limite de retrait (MPa)	100	30
Limite de retrait (%)	12	12

Les courbes de rétention (figures III.28 et III.32) ont été simulées par la méthode de van Genuchten (1980). Le tableau III.20 présente les différents paramètres de cette méthode (α , n et m) pour chaque matériau étudié.

Tableau III.20. Paramètres de méthode de van Genuchten pour les deux sols argileux (site du Deffend)

Matériau étudié	Chemin	α (MPa ⁻¹)	n	m
Sondage E1 (6,44-6,48 m)	Séchage	0,009	3,58	0,72
	Humidification	0,030	0,97	0,75
Sondage E2 (5,20-5,70 m)	Séchage/ Humidification	0,015	1,00	0,75

III.3.5. Essais de gonflement libre

Les mesures des paramètres du gonflement (potentiel de gonflement et pression de gonflement) à la profondeur de 6,25 m pour le sondage E1 et à la profondeur de 5,60 m pour le sondage E2 ont été réalisées en utilisant la méthode de gonflement libre. L'éprouvette du sondage E1 présente une masse volumique sèche initiale de 1,20 Mg/m³ et une teneur en eau initiale de 41 %. L'éprouvette du sondage E2 présente une masse volumique sèche initiale de 1,80 Mg/m³ et une teneur en eau initiale de 17 %. Les courbes de compressibilité sont présentées sur les figures III.35 et III.36.

Afin de confirmer ces paramètres mécaniques, deux essais supplémentaires ont été effectués sur les mêmes matériaux reconstitués à l'état saturé. Les états initiaux de ces

matériaux sont présentés dans le tableau III.21. Les courbes de compressibilité de ces éprouvettes ont aussi été reportées sur les figures III.35 et III.36.

Tableau III.21. Etat initial saturé des matériaux étudiés (site du Deffend)

Sol	w_i (%)	γ_{di} (kN.m ⁻³)	e_i (-)	h_i (mm)	S_{ri} (MPa)
Sondage E1	61	10,1	1,59	12,4	100
Sondage E2	38	13,2	0,99	14	100

L'avantage de cette méthode est qu'elle permet d'obtenir, outre la pression de gonflement et le potentiel de gonflement, la courbe de compressibilité du sol saturé (après gonflement). Les tableaux III.22 et III.23 résument les différents paramètres mécaniques de ces essais à l'état saturé.

Dans l'intervalle des contraintes mécaniques appliquées, la ligne de comportement normalement consolidé reste une droite avec une pente de 0,19 et 0,10 respectivement pour l'éprouvette E1 et E2. Il serait intéressant de charger davantage le sol pour confirmer ou infirmer cette constatation.

Les deux courbes saturées suivent le même chemin pour les contraintes supérieures à 2 000 kPa pour le sol du sondage E1 et à 150 kPa pour le sol du sondage E2. Ces valeurs pourraient aussi être considérées comme étant la pression de saturation (P_{sat}). L'indice des vides de microstructure plus importante du sondage E1 (Tableau III.18) explique la nécessité d'appliquer une pression plus importante pour atteindre l'état saturé.

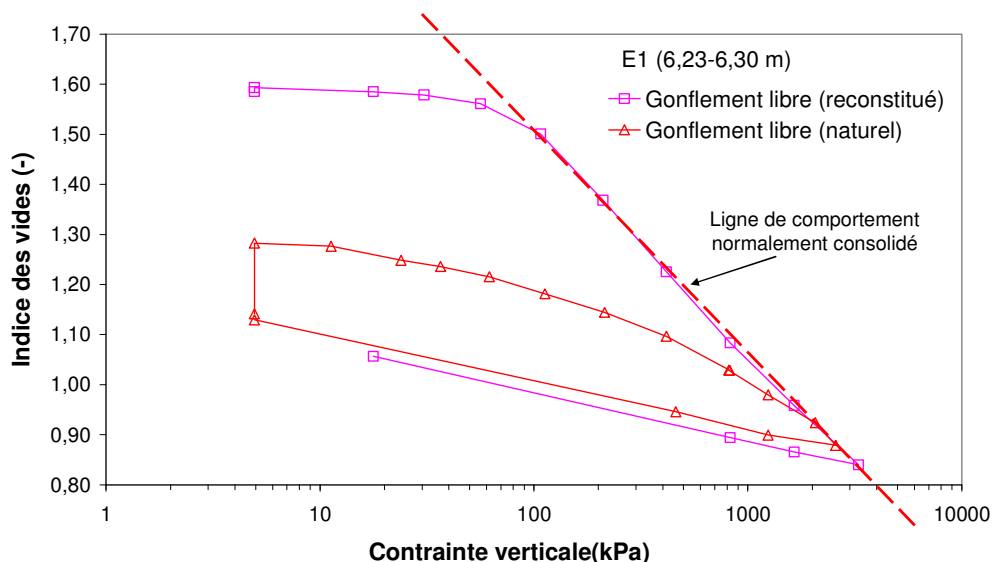


Figure III.35. Courbes de compressibilité à l'état saturé (site du Deffend - sondage E1)

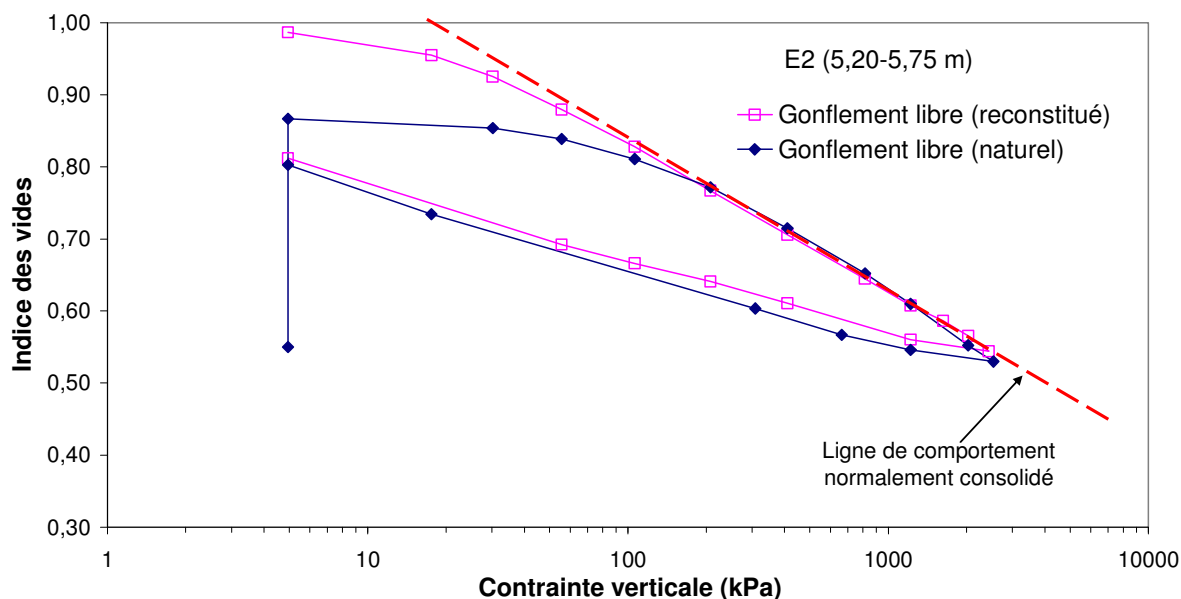


Figure III.36. Courbes de compressibilité à l'état saturé (site du Deffend - sondage E2)

Tableau III.22. Paramètres hydromécanique des sols reconstitué et compacté (site du Deffend - sondage E1)

Matériau	Naturel	Reconstitué
Potentiel de gonflement ε_z (%)	6,6	---
Pression de gonflement σ_g (kPa)	225	---
Pression de préconsolidation (kPa)	600	90
Pression de préconsolidation (kPa)	0,04	0,04
Pente de déchargement (κ)	0,19	0,19
Pente de compression vierge (λ)	2 000	2 000

Tableau III.23. Paramètres hydromécanique des sols reconstitué et compacté (site du Deffend - sondage E2)

Matériau	Naturel	Reconstitué
Potentiel de gonflement ε_g (%)	28	---
Pression de gonflement σ_g (kPa)	2200	---
Pression de préconsolidation (kPa)	150	50
Pente de déchargement (κ)	0,04	0,04
Pente de compression vierge (λ)	0,10	0,10
Pression de saturation (kPa)	150	150

L'ensemble de ces résultats montre que plus le sol est dense, plus les valeurs de pression de préconsolidation (P_0) et de pression de saturation (P_{sat}) s'approchent. Ces pressions présentent la même valeur de 150 kPa pour le sol naturel du sondage E2. Cui *et al.* (1998) ont aussi observé le même phénomène pour les sols fortement compactés. Ce fait pourrait être relié à l'absence des macropores pour les matériaux denses.

III.3.6. Influence des cycles de succion sur le comportement hydromécanique

Cette partie est consacrée à l'étude de l'influence des cycles d'humidification et de séchage sur le comportement mécanique des matériaux naturels.

- Sondage E1 (6,25 - 6,35 m)

Les chemins de contrainte suivis de trois essais (D1, D2 et D3) sont indiqués dans le tableau III.24 et sur la figure III.37.

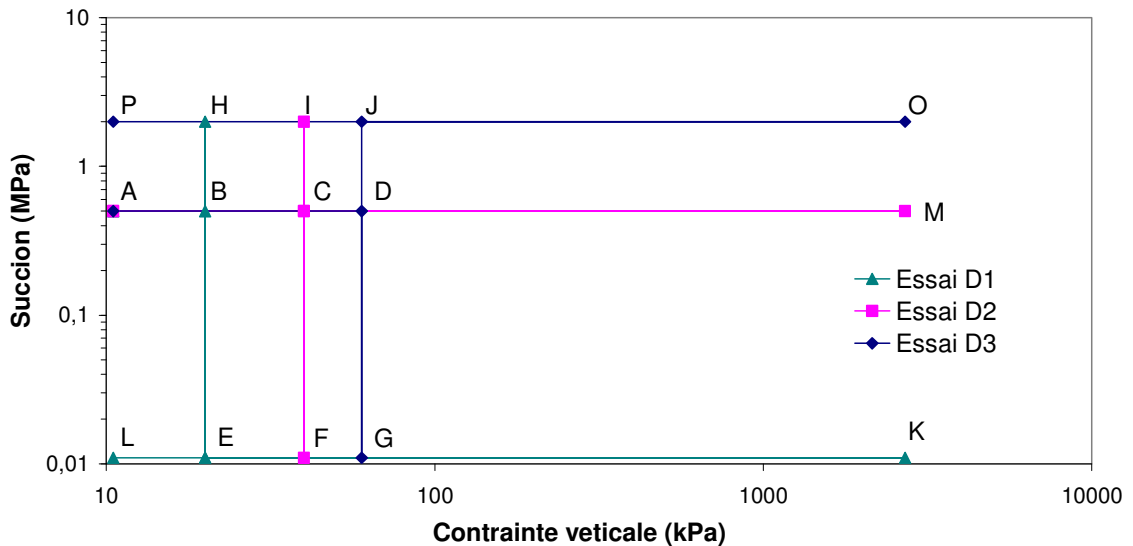


Figure III.37. Chemins de contraintes suivis dans le plan (σ_v^* - s) (site du Deffend -sondage E1)

Tableau III.24. Description des chemins suivis (site du Deffend -sondage E1)

D1	A-B ₁ -E ₁ -B ₂ -H ₁ -E ₂ -H ₂ -E ₃ -H ₃ -E ₄ -H ₄ -E ₅ -K-L
D2	A ₁ -C ₁ -F ₁ -C ₂ -I ₁ -F ₂ -I ₂ -F ₃ -I ₃ -F ₄ -I ₄ -C ₃ -M-A ₂
D3	A-D ₁ -G ₁ -D ₂ -J ₁ -G ₂ -J ₂ -G ₃ -J ₃ -G ₄ -J ₄ -O-P

Les essais (D1, D2 et D3) ont été conduits sur le sol à la profondeur entre 6,25 et 6,35 m. L'état initial du sol non remanié est représenté par le point A sur la figure III.37 pour les trois essais. Les différents paramètres initiaux du sol sont présentés dans le tableau III.25. Trois différentes contraintes ont été appliquées aux trois éprouvettes : 20 kPa pour l'essai D1 (point B₁), 40 kPa pour l'essai D2 (point C₁) et 60 kPa pour l'essai D3 (point D₁). Puis, trois cycles successifs d'humidification et de dessiccation à deux succions de 0 et 2 MPa ont été appliqués. Ces contraintes sont inférieures à la contrainte de préconsolidation sous une succion nulle (600 kPa) pour éviter l'apparition de la déformation plastique due au chargement mécanique. A la fin des cycles hydriques successifs, un cycle de chargement/déchargement a été appliqué à trois succions différentes. Ces succions sont de

0 MPa pour l'essai D1 (point E₅), de 0,5 MPa pour l'essai D2 (point C₃) et de 2 MPa pour l'essai D3 (point J₄). La contrainte verticale maximale appliquée est environ de 2700 kPa.

Tableau III.25. Etat initial du matériau étudié (site du Deffend -sondage E1)

w _i (%)	γ _{di} (kN.m ⁻³)	e _i (-)	h _i (mm)	s _i (MPa)
43	12,2	1,13	11,6	0,5

La variation de l'indice des vides des trois essais lors des cycles hydriques de succion sont présentées sur les figures III.38, III.39 et III.40 où les déformations dues au gonflement sont considérées positivement. Les éprouvettes manifestent un gonflement cumulé lors des cycles successifs. Les déformations volumiques convergent vers un état d'équilibre où le sol présente un comportement totalement réversible.

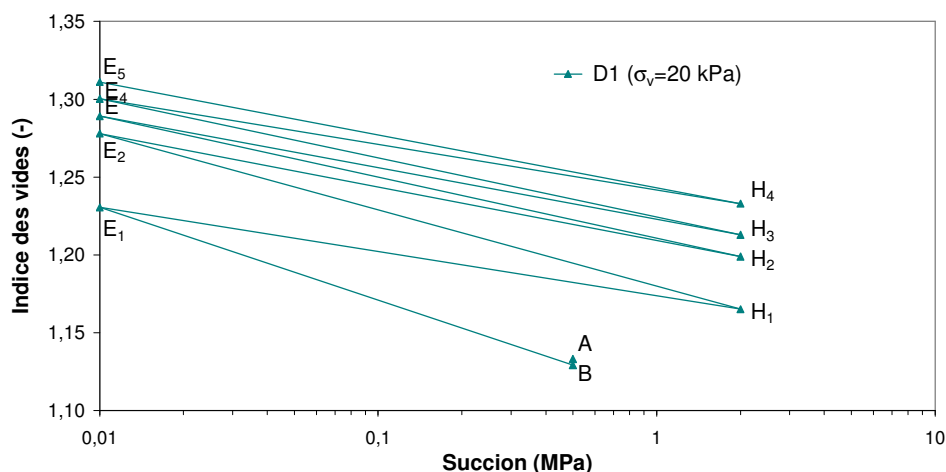


Figure III.38. Evolution de l'indice des vides sous des cycles de succion à la contrainte verticale constante de 20 kPa (site du Deffend -sondage E1)

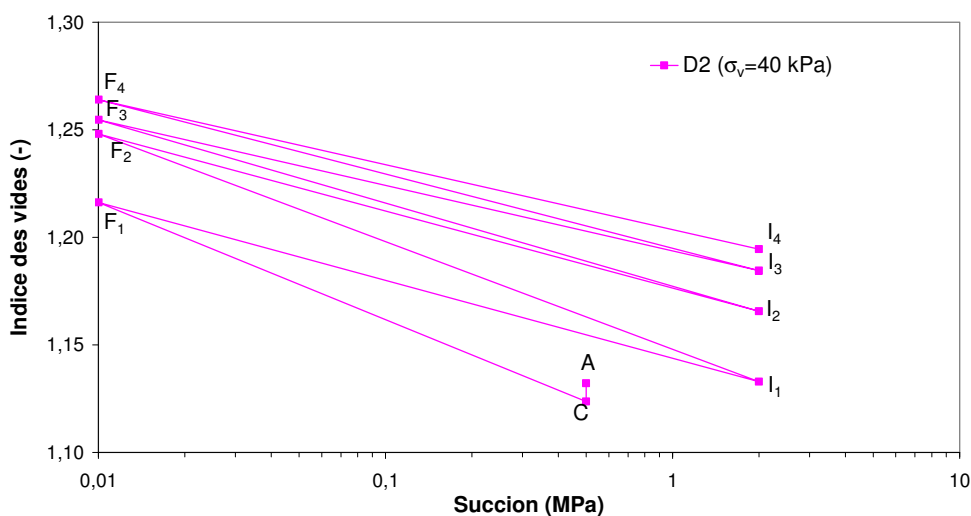


Figure III.39. Evolution de l'indice des vides sous des cycles de succion à la contrainte verticale constante de 40 kPa (site du Deffend -sondage E1)

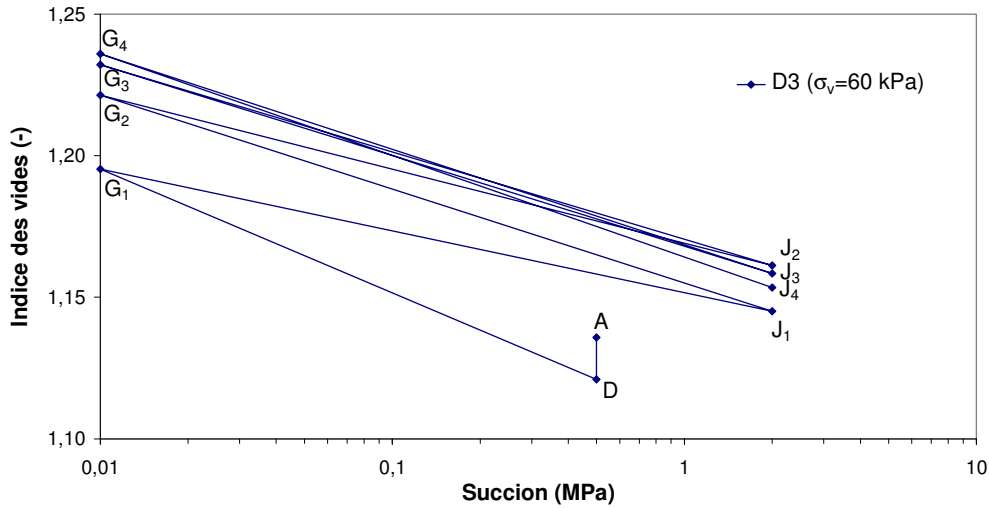


Figure III.40. Evolution de l'indice des vides sous des cycles de succion à la contrainte verticale constante de 60 kPa (site du Deffend -sondage E1)

Le premier cycle de succion produit les déformations cumulées plus importantes que les cycles suivants. La figure III.41 présente la variation de l'indice des vides lors de ce premier cycle sous différentes contraintes verticales appliquées. La diminution de gonflement avec la charge appliquée est observée lors de la phase d'humidification. Ces résultats montrent que la première phase de séchage est constante pour les trois phases : (E₁-B₂), (F₁-C₂) et (G₁-D₂). On peut considérer que les phases de gonflement (B₁-E₁), (C₁-F₁) et (D₁-G₁) sont parallèles respectivement aux phases de séchage (B₂-H₁), (C₂-I₁) et (D₂-J₁) où la pente diminue avec la contrainte appliquée.

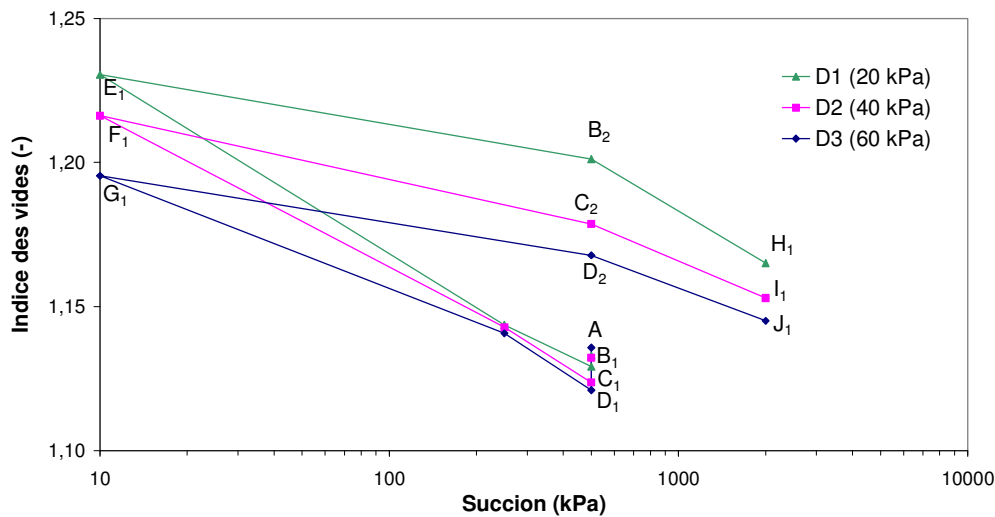


Figure III.41. Variation de l'indice des vides lors du premier cycle de séchage/humidification (site du Deffend -sondage E1)

A la fin des cycles de succion, trois cycles de chargement/déchargement sous trois succions différentes (0 MPa, 0,5 MPa et 2 MPa) ont été appliqués.

La courbe de compressibilité sous la succion de 0 MPa a été comparée avec celle de l'essai de gonflement libre sur la figure III.42. La ligne normalement consolidée est indépendante du chemin de contraintes suivi. Les deux courbes saturées suivent le même chemin pour les contraintes supérieures à 2 000 kPa, qui est la pression de saturation déjà défini dans les essais E1 de gonflement libre (Tableau III.22).

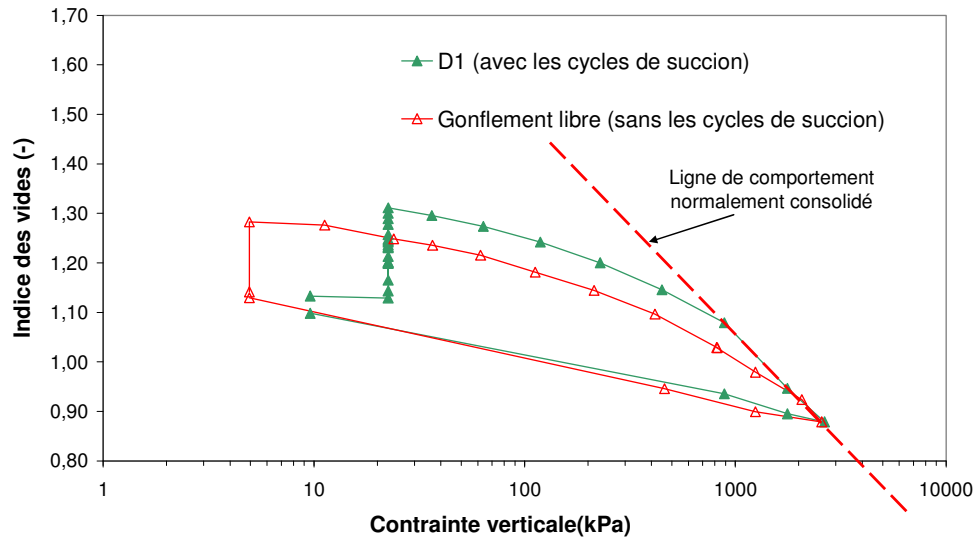


Figure III.42. Courbes de compressibilité sous la succion nulle du matériau étudié (site du Deffend - sondage E1)

La figure III.43 présente les courbes de compressibilité sous les différentes succions appliquées. Les paramètres mécaniques (κ , $\kappa_{\text{déchargement}}$, $\lambda(s)$, $p_0(s)$ et p_{sat}) avant et après des cycles de succion sont présentés dans le tableau III.26.

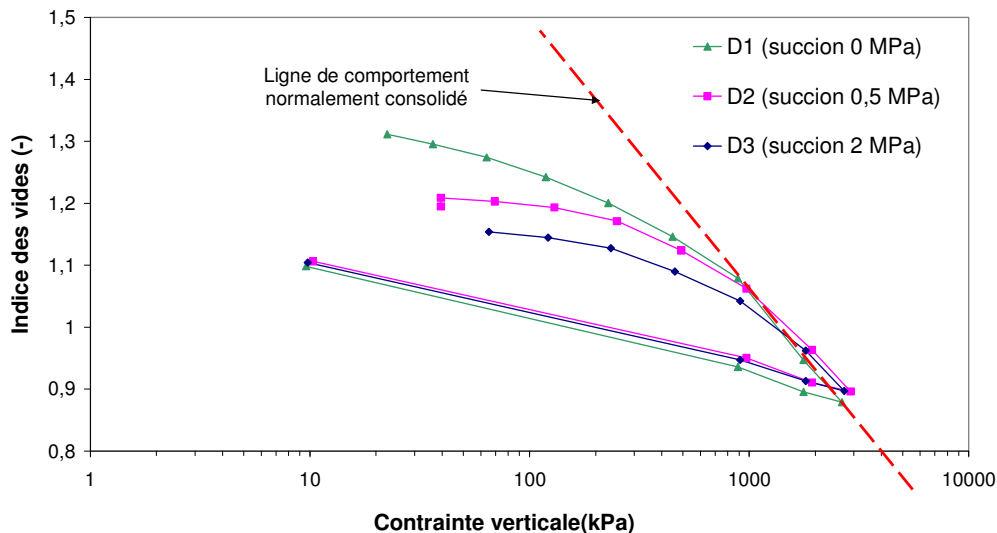


Figure III.43. Courbe de compressibilité sous trois succions différentes constantes imposées du matériau étudié (site du Deffend - sondage E1)

Tableau III.26. Paramètres de compressibilité en fonction de la succion appliquée du matériau étudié
(site du Deffend - sondage E1)

Essai	Succion (MPa)	κ	$\kappa_{\text{déchargement}}$	P_0 (kPa)	λ (s)	P_{sat} (kPa)
D1	0	0,04	0,04	500	0,19	2 000
D2	0,5	0,02	0,04	600	0,17	---
D3	2	0,015	0,04	800	0,15	---
Gonflement libre	0	0,04	0,04	600	0,19	2 000

La pente de compression vierge λ (s) diminue avec une augmentation de la succion, la pression de préconsolidation augmente en fonction de la succion appliquée. Ici, on remarque que l'indice de compression élastique κ diminue avec la succion. La pente élastique lors du déchargement a la même valeur de 0,04 pour les différents essais.

Le tableau III.26 et la figure III.42 montrent que les cycles de succion n'influencent pas les paramètres mécaniques du sol car les paramètres (λ et κ) sont identiques lors de deux essais conduits à la succion nulle. Les cycles de séchage/humidification produisent un gonflement cumulé qui engendre une diminution de la pression de préconsolidation de 600 kPa estimée par la méthode de gonflement libre à 500 kPa à la fin des cycles de succion.

Les courbes de compressibilité sous les succions de 0,5 et de 2 MPa ne convergent pas vers l'état saturé pour les pressions plus élevées que la pression de préconsolidation. Les pressions nécessaires pour atteindre l'état saturé sont supérieures aux pressions appliquées. Par conséquent, l'estimation des valeurs de P_{sat} n'est pas possible.

- Sondage E2 (5,20- 5,75 m)

Les essais hydromécaniques (D4, D5 et D6) ont été conduits sur le sol provenant de la profondeur entre 5,20 et 5,75 m. Les chemins de contrainte suivis (D4, D5 et D6) sont indiqués sur la figure III.44 et dans le tableau III.27. L'état initial du sol non remanié (tableau III.28) est représenté par le point A sur la figure III.44 pour les trois essais. Comme la succion maximale imposée par la méthode osmotique est limitée à 8 MPa, le point de départ des trois cycles de succion a été fixé à cette valeur. Le point B représente la succion de 8 MPa à la pression verticale initiale (10 kPa) pour les trois éprouvettes. Par la suite, trois charges différentes ont été appliquées : 15 kPa (point C₁) pour l'essai D4, 30 kPa (point D₁) pour l'essai D5 et 60 kPa (point E₁) pour l'essai D6. Puis, trois cycles successifs d'humidification et de dessiccation à deux succions de 0 et 8 MPa ont été appliqués. Les contraintes choisies sont inférieures à la contrainte de préconsolidation sous une succion nulle pour éviter à ce stade, l'apparition de la déformation plastique due à l'activation de LC. Au bout des cycles successifs de succion, un cycle de chargement/déchargement a été appliqué sur ces trois éprouvettes sous trois succions : 0 MPa pour l'essai D4, 2 MPa pour

l'essai D5 et 8 MPa pour l'essai D6. La contrainte verticale maximale appliquée est de 2700 kPa.

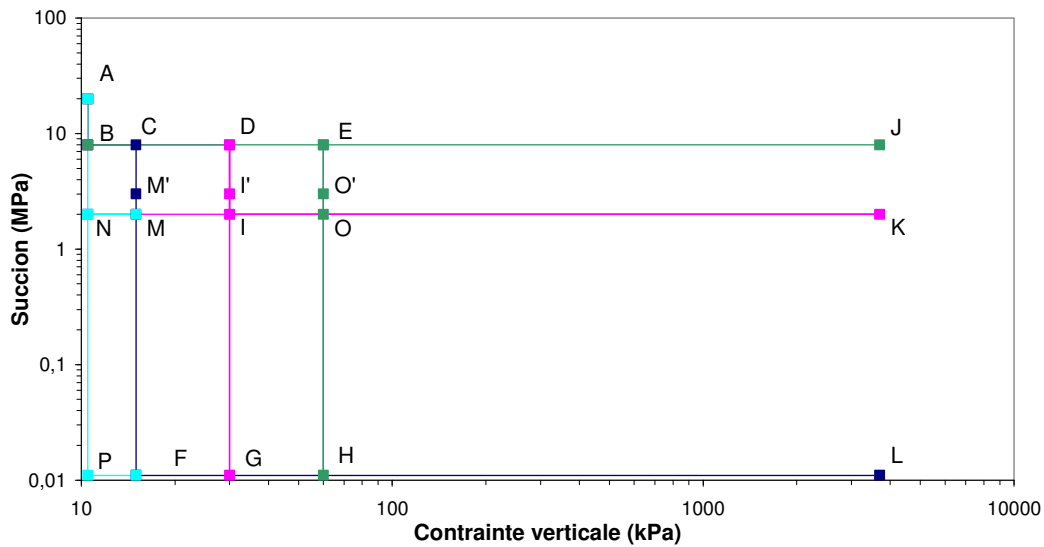


Figure III.44. Chemins de contraintes suivis dans le plan ($\sigma_v^* - s$) (site du Deffend -sondage E2)

Tableau III.27. Description des chemins suivis (site du Deffend -sondage E2)

D4	A-B-C ₁ -M' ₁ -F ₁ -M' ₂ -C ₂ -F ₂ -C ₃ -F ₃ -G ₄ -F ₄ -L-P
D5	A-B-D ₁ -I' ₁ -G ₁ -I' ₂ -D ₂ -G ₂ -D ₃ -G ₃ -D ₄ -I-K-N
D6	A-B-E ₁ -O' ₁ -H ₁ -O' ₂ -E ₂ -H ₂ -E ₃ -H ₃ -E ₄ -J-B

Tableau III.28. Etat initial du matériau étudié (site du Deffend -sondage E2)

w_i (%)	γ_{di} (kN.m ⁻³)	e_i (-)	h_i (mm)	s_i (MPa)
15	17,8	0,46	12	20

Les déformations volumiques de ces trois essais sont présentées sur les figures III.45, III.46 et III.47 où les déformations dues au gonflement sont considérées positivement. Le premier cycle d'humidification produit un gonflement pour chacune des trois éprouvettes (A-B). Les éprouvettes manifestent aussi un gonflement cumulé lors des cycles successifs suivants. Enfin, les déformations volumiques convergent vers un état d'équilibre qui n'est complètement atteint qu'à la fin des ces trois cycles successifs.

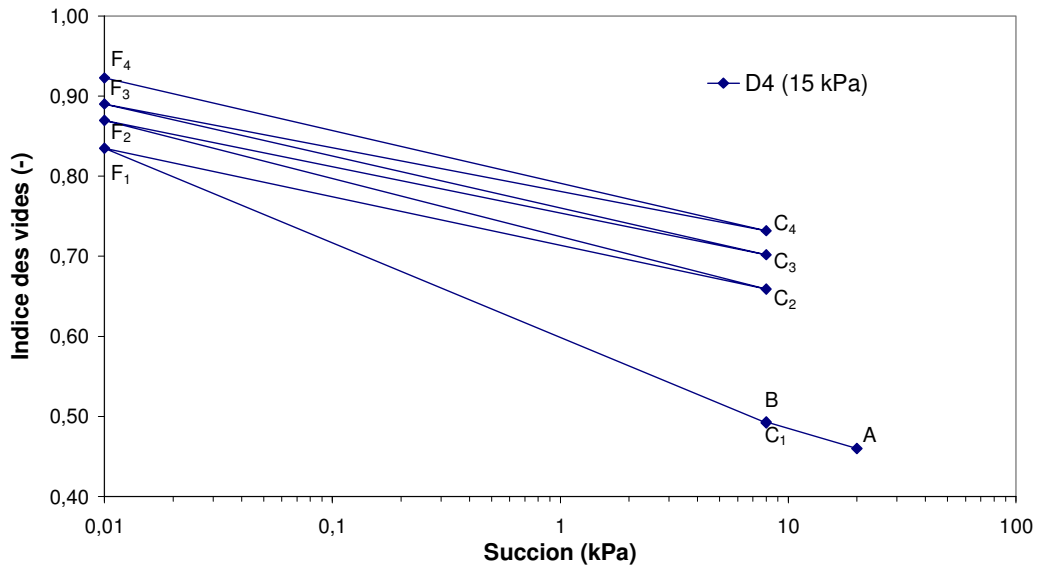


Figure III.45. Evolution de l'indice des vides sous des cycles de succion à la contrainte verticale constante de 15 kPa (site du Deffend -sondage E2)

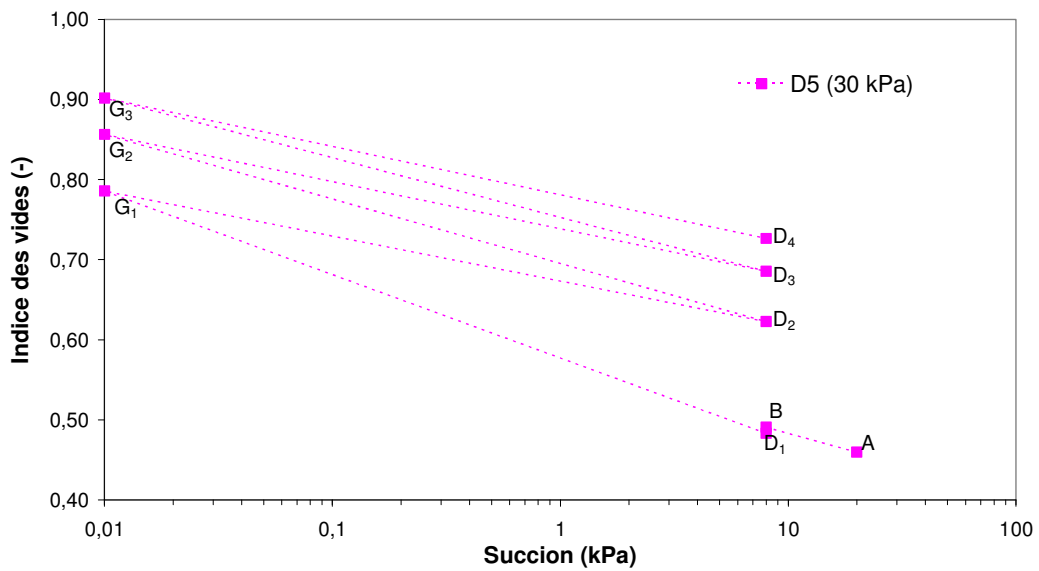


Figure III.46. Evolution de l'indice des vides sous des cycles de succion à la contrainte verticale constante de 30 kPa (site du Deffend -sondage E2)

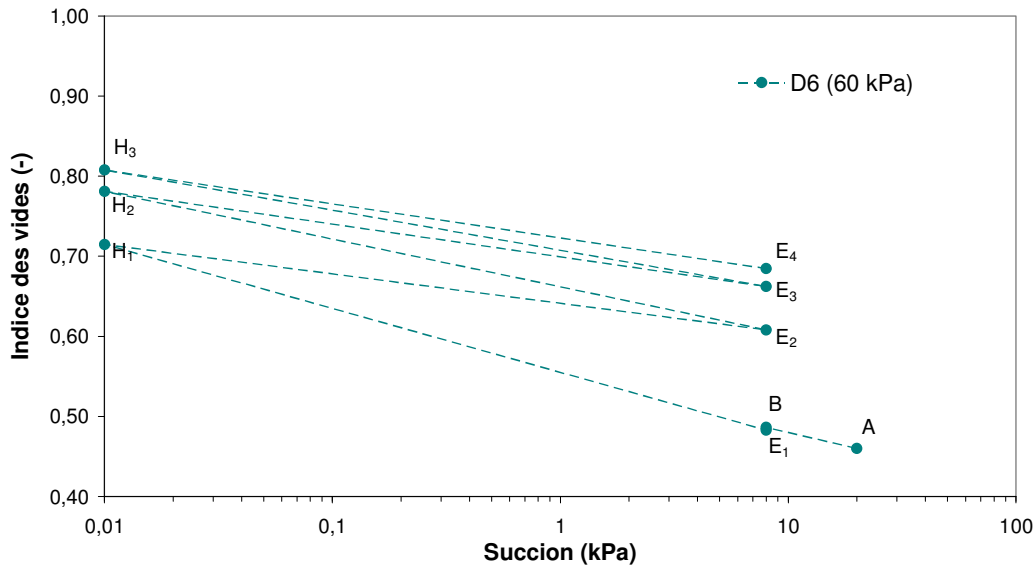


Figure III.47. Evolution de l'indice des vides sous des cycles de suction à la contrainte verticale constante de 60 kPa (site du Deffend -sondage E2)

Le gonflement lors du premier cycle d'humidification/séchage est présenté sur la figure III.48 avec une suction intermédiaire de 3 MPa pour les différents essais réalisés. La pente de la variation de suction entre 3 et 8 MPa: (C-M') pour l'essai de D4, (D-I') pour l'essai de D5 et (E-O') pour l'essai de D6 présente la même valeur de lors de chemin de séchage et d'humidification. Cette pente ne semble pas avoir été modifiée par les contraintes mécaniques appliquées. Les déformations plastiques sont produites pour la gamme de suction entre 0 et 3 MPa appliquée à la macrostructure. Par ailleurs, plus la charge appliquée augmente, plus le gonflement au bout de ce cycle hydrique diminue.

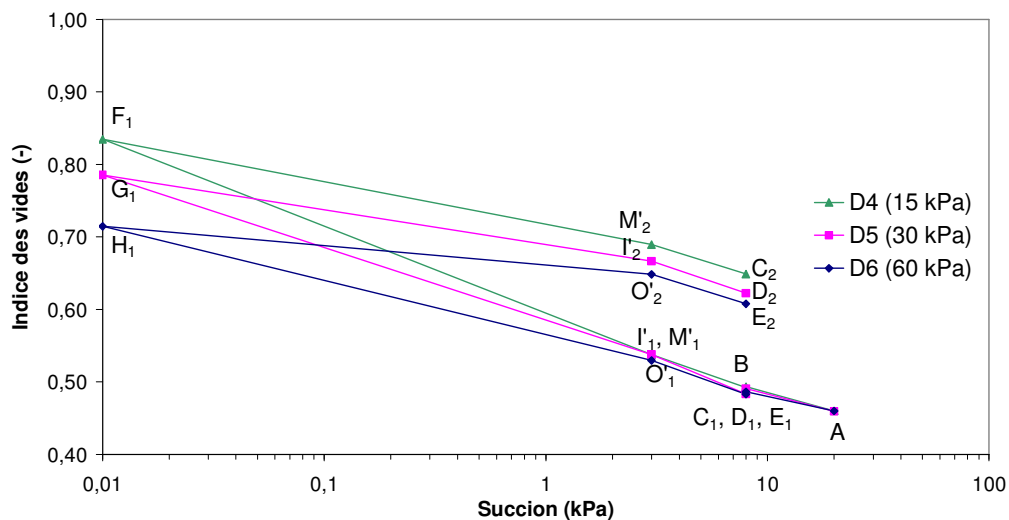


Figure III.48. Variation de l'indice des vides lors de premier cycle de séchage/humidification (site du Deffend -sondage E2)

La courbe de compressibilité sous la succion de 0 MPa (état saturé) a été comparée avec le résultat de l'essai de gonflement libre sur la figure III.49. La figure III.50 présente les courbes de compressibilité sous différentes succions appliquées (0 MPa, 2 MPa et 8 MPa).

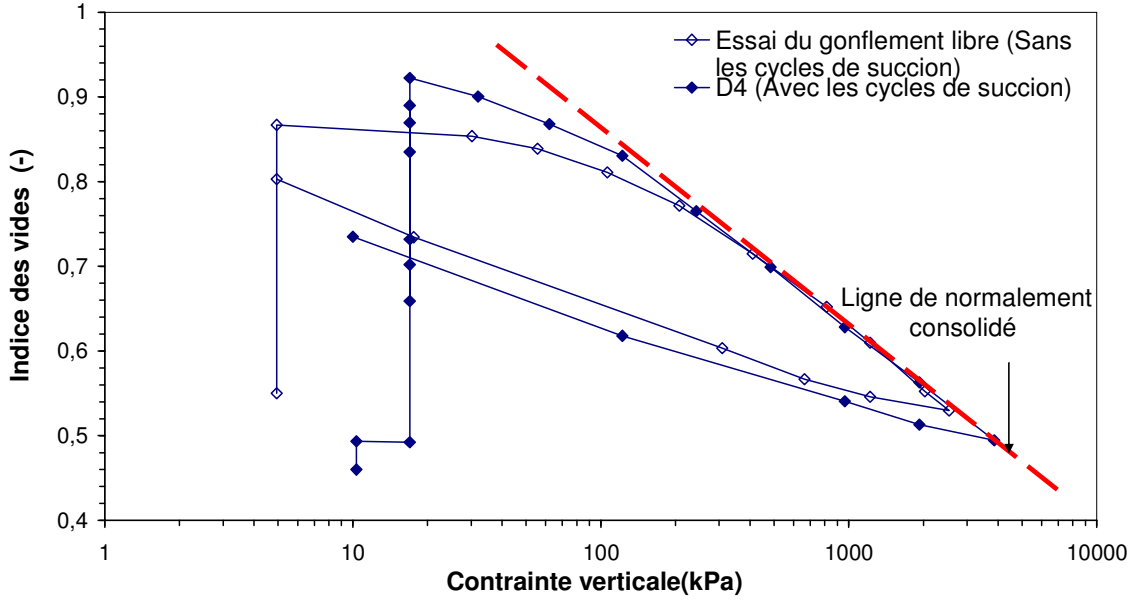


Figure III.49. Courbes de compressibilité sous la succion nulle du matériau étudié (site du Deffend - sondage E2)

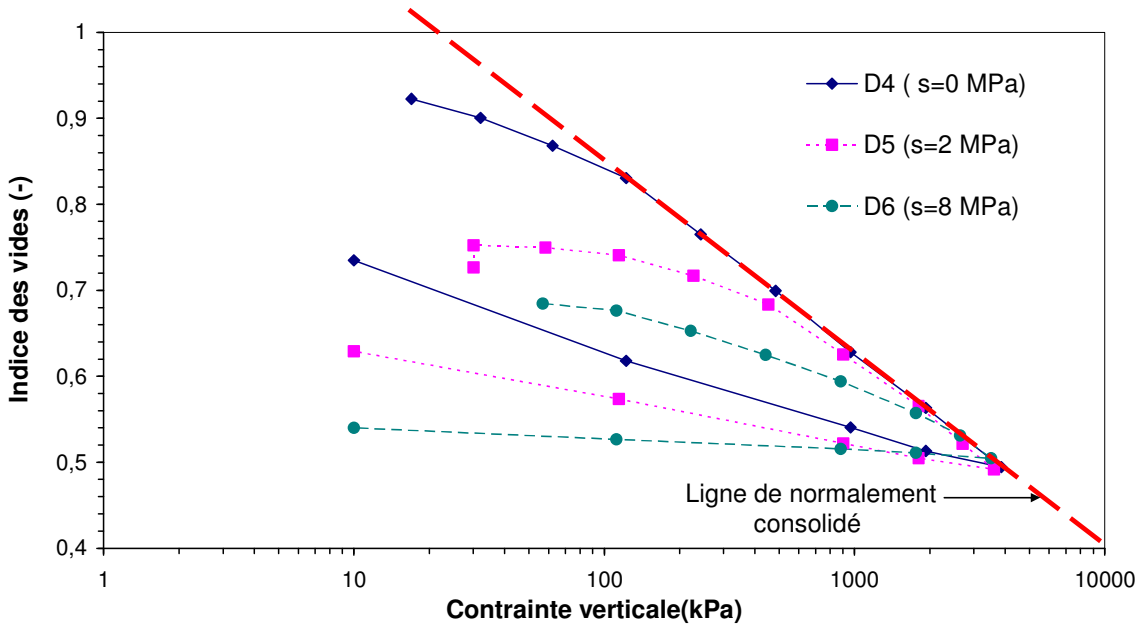


Figure III.50. Courbe de compressibilité sous trois succions différentes constantes imposées du matériau étudié (site du Deffend - sondage E2)

Tableau III.29. Paramètres de compressibilité en fonction de la succion appliquée du matériau étudié
(site du Deffend - sondage E2)

Essai	Succion (MPa)	κ	$\kappa_{\text{déchargement}}$	P_0 ou P_{sat} (kPa)	$\lambda(s)$
D4	0	0,04	0,04	90	0,10
D5	2	0,01	0,02	350	0,10
D6	8	0,01	0,01	750	0,095
Gonflement libre	0	0,01	0,04	150	0,10

Les points suivants peuvent être évoqués sur les paramètres mécaniques (κ , $\kappa_{\text{déchargement}}$, $\lambda(s)$ et $p_0(s)$) du sol étudié présentés dans le tableau III.29 :

- la pression de préconsolidation augmente avec la succion ;
- le gonflement cumulé modifie la valeur de la pression de préconsolidation ;
- les cycles successifs de succion augmentent les déformations volumiques pour les contraintes inférieures à la pression de préconsolidation initiale, pour les contraintes plus élevées la courbe converge vers la courbe de référence qui n'a pas subi des cycles de séchage/humidification et vers la ligne de normalement consolidée ;
- à la fin des cycles de succion, les pressions de préconsolidation sont complètement reliées à l'indice des vides initiaux du sol et non pas à la succion imposée ;
- la courbe de compression converge vers la ligne normalement consolidée après l'application des cycles de séchage/humidification, on peut considérer que les cycles de succion stabilisent la valeur de $\lambda(s)$. Cependant cet indice n'est pas complètement égal à la pente de la ligne de normalement consolidée pour la succion de 8 MPa probablement la pression nécessaire pour obtenir la même pente est plus élevée que les contraintes appliquées ;
- à la fin des cycles de succion, l'indice de compression élastique κ présente la même valeur de 0,01 pour les succions de 2 et 8 MPa mais elle augmente à 0,04 pour la succion de 0 MPa. A l'état saturé, les cycles de succion augmentent la valeur de κ .
- la pente élastique de déchargement diminue avec la succion ;
- κ et $\kappa_{\text{déchargement}}$ présentent les mêmes valeurs pour la succion de 8 MPa. Cela n'est pas validé pour les autres essais ;
- comme l'état d'équilibre n'est pas complètement atteint pour ce sol, les pressions de préconsolidation peuvent être encore influencées par les cycles

supplémentaires. C'est-à-dire que la pression de préconsolidation à l'état d'équilibre pourrait être inférieure aux valeurs présentées dans le tableau III.29. Les autres paramètres mécaniques ne semblent pas avoir été influencés par les cycles supplémentaires de séchage/humidification.

III.3.7. Interprétation du comportement hydromécanique

Les résultats expérimentaux permettent de déterminer les surfaces de charges initiales et finales pour les deux matériaux étudiés du site du Deffend présentées sur les figures III.51 et III.52.

- Sondage E1 (6,25 - 6,35 m)

La ligne de limite de retrait du sol (LR) correspondant à la succion de 100 MPa (Figure III.29) n'est pas modifiée par les cycles hydriques.

Les cycles de succion produisent une structure homogène dans leur gamme de succion appliquée (Figure III.38 à III.40). Par conséquent, la limite entre la micro- et la macrostructure (L_m/M) initialement égale à 1,5 MPa (Figure III.29) augmente à la valeur de 2 MPa.

Le gonflement cumulé produit lors de ces cycles diminue la pression de préconsolidation (P_0) du sol. Le tableau III.26 permet de déterminer la surface de LC finale du sol à différentes succions après l'application des cycles de succion. A partir de la valeur de P_0 obtenue par l'essai du gonflement libre, la surface de LC initiale (sans application des cycles hydriques) a été estimée avec la même forme de LC finale.

La pression de saturation de 2 000 kPa obtenue par l'essai de gonflement libre (Figure III.35) n'est pas influencée par les cycles de séchage/humidification. Car l'état saturé des éprouvettes n'est pas atteint pour les succions de 0,5 et de 2 MPa (Figure III.43), la surface du comportement saturé (SCS) a donc été considérée parallèle à LC.

L'ensemble des résultats montre que le cycle de succion appliqué entre 0 et 2 MPa n'introduit pas de modifications significatives dans la position des surfaces de charge initiales.

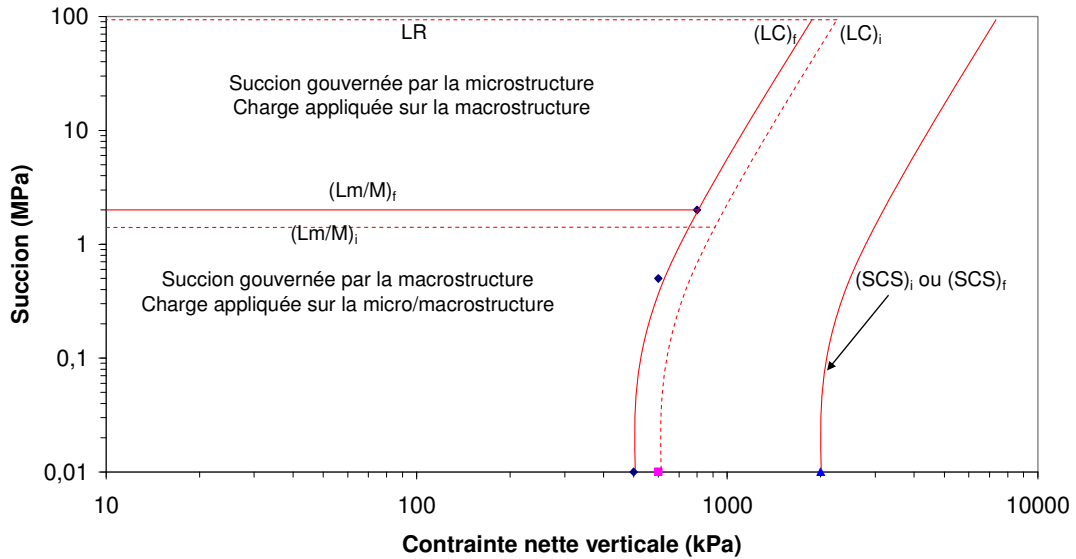


Figure III.51. Surfaces de charge initiale et finale après l'application des cycles hydriques (site du Deffend - sondage E1)

- Sondage E2 (5,20- 5,75 m)

Les cycles de succion produisent une augmentation de la limite entre la micro- et macrostructure (Lm/M) de 0,5 MPa à 8 MPa sans modifier la limite de retrait du sol.

L'absence de macropores (Figure III.24) pour ce matériau dense est traduite par deux surfaces de LC et de SCS identiques. Le tableau III.29 permet de déterminer la surface de LC finale du sol à différentes succions après l'application des cycles de succion entre 0 et 8 MPa. La valeur initiale de P_0 obtenue par l'essai du gonflement libre (Figure III.36) est utilisée pour déterminer la surface de LC initiale.

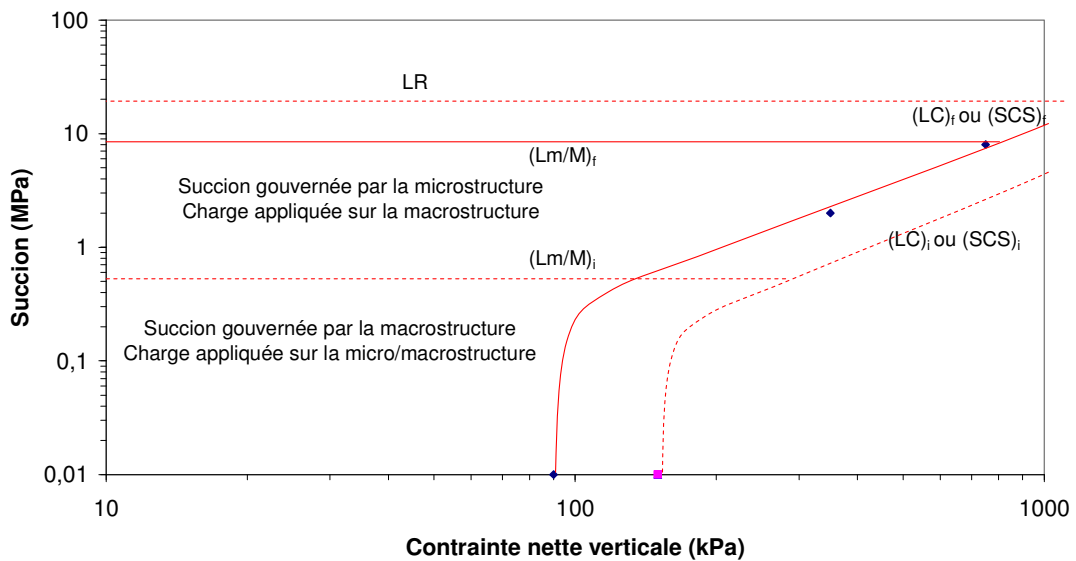


Figure III.52. Surfaces de charge initiale et finale après application des cycles hydriques (site du Deffend - sondage E2)

III.3.8. Conclusion

Les essais physiques, hydriques et mécaniques sont réalisés au laboratoire sur le sol du Deffend provenant des sondages E1 et E2. En ce qui concerne le sondage E1 (prairie) les descriptions géologiques détaillées et les essais d'identification du sol montrent l'existence d'une couche argileuse (kaolinite et smectite) à partir de 6 m de profondeur. Le bilan granulométrique montre également à la même profondeur un passant à 80 μm supérieur à 99,6% et un passant à 2 μm supérieur à 72,5%. Pour le sondage E2 (forêt), une couche argileuse gonflante (principalement smectite) se trouve entre 5,20 et 5,75 m de profondeur. La courbe granulométrique à la même profondeur présente un passant à 80 μm supérieur à 85% et un passant à 2 μm supérieur à 55%.

Pour le sondage E1, les résultats porosimétriques montrent une structure bimodale plus prononcée que le sondage E2. Les courbes de drainage-humidification de ces matériaux gonflants présentent une absence d'hystérésis pour le sondage E2 et un boucle d'hystérésis très important du sondage E1. Cela est relié à la non-existence des macropores dans le sol E2 et sa grande densité. Les résultats porosimétriques permettent aussi une meilleure prédiction de la courbe de rétention pour ce matériau très dense.

Les essais de gonflement libre ont permis de définir le potentiel de gonflement et la pression de gonflement des sols argileux du Deffend avec des valeurs plus élevées pour le sol sec dense du sondage E2. Les paramètres mécaniques (κ , $\lambda(s)$, $\rho_0(s)$ et p_{sat}) de l'état saturé sont aussi exploités en utilisant la courbe de compressibilité des essais de gonflement libre. Plus l'indice des vides de la microstructure du sol est élevé, plus la pression nécessaire pour atteindre l'état saturé est élevée.

Les cycles successifs d'humidification/séchage sous trois faibles contraintes verticales constantes montrent un gonflement cumulé dépendant de l'intensité du chargement appliqué pour les éprouvettes des deux sondages E1 et E2. Après plusieurs cycles hydriques, un comportement élastique réversible du matériau est observé. Ceci est en rapport avec la pression de préconsolidation, la densité sèche et la teneur en eau initiales, et la structure interne du sol.

A la fin des cycles hydriques, les courbes de compressibilité des sols à différentes succions convergent vers la ligne du comportement saturé. Cela est n'est pas confirmé pour les éprouvettes du sondage E1 car la contrainte maximale appliquée lors des essais reste inférieure à la pression de saturation.

III.4. MODELISATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT DU SOL DU DEFFEND SOUMIS A DES VARIATIONS HYDRIQUES

Parmi les matériaux étudiés dans ce chapitre, le seul qui présente une double structure d'après les résultats d'essais porosimétriques est le sol naturel du sondage E1. Les résultats expérimentaux pour ce matériau permettent d'obtenir les paramètres du modèle BExM. Un exemple de modélisation d'une fondation superficielle reposant sur ce sol gonflant et soumise à des variations hydriques est présenté. Nous avons utilisé le modèle BExM, implanté dans le Code_Bright pour ce travail.

III.4.1. Détermination des paramètres de BExM

Les paramètres de deux niveaux structuraux du modèle ont été exploités dans cette partie.

III.4.1.1. Paramètres de la surface de charge (LC)

Les résultats des essais D1, D2 et D3 présentés dans le tableau III.26 produisent assez d'information pour déterminer les paramètres de la surface de charge (LC). Le modèle considère que l'indice de compression élastique est constant avec la succion et que le sol présente le même indice élastique lors de la phase de déchargement. Nous considérons la pente élastique κ égale à 0,04. Le modèle considère que les paramètres mécaniques (λ et κ) ne sont pas modifiés avec les cycles de succion. En conséquence, la courbe initiale de LC peut être estimée avec les mêmes paramètres à partir de la valeur de pression de préconsolidation obtenue par la méthode du gonflement libre (Tableau III.30). Les surfaces de charge (LC) initiale et finale sont présentées sur la Figure III.53.

Tableau III.30. Paramètres de surfaces de charge LC du sol naturel (site du Deffend - sondage E1)

Paramètre	Valeur
σ_{v0}^* et p_0^*	600 kPa
p_c	200 kPa
κ	0,04
$\lambda(0)$	0,19
r	0,70
β	0,60 MPa ⁻¹

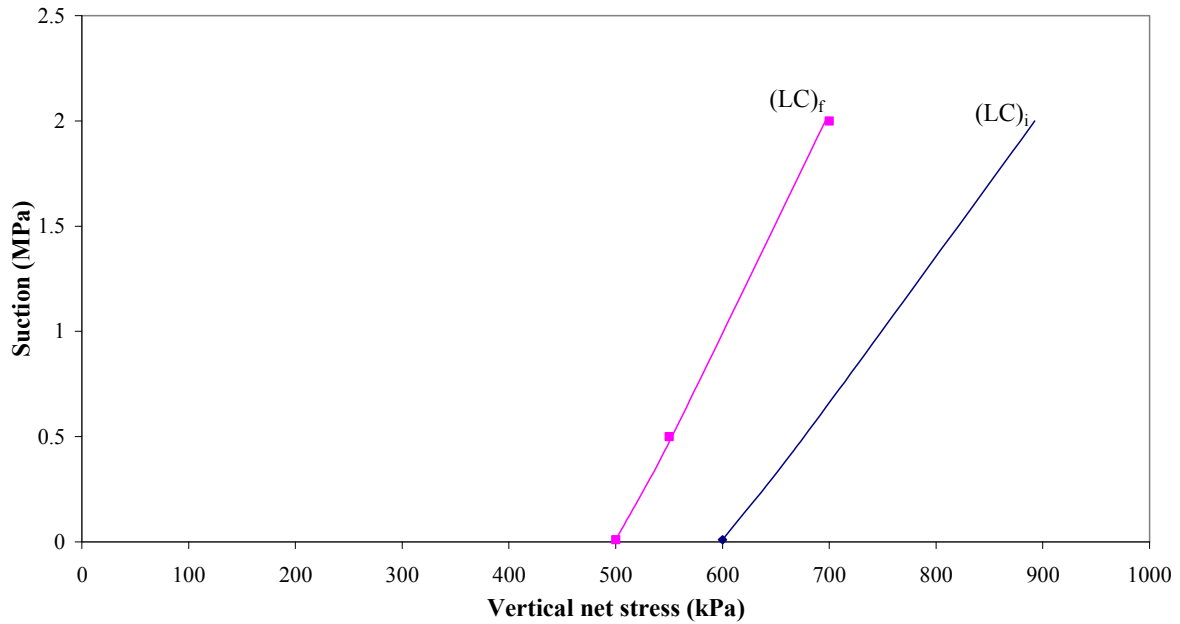


Figure III.53. Variation de surface de charge (LC) initiale et finale du sol naturel (site du Deffend - sondage E1)

III.4.1.2. Paramètres élastique de microstructure

La variation de l'indice de compressibilité élastique de microstructure κ_m pour l'état d'équilibre atteint après plusieurs cycles de suction a été déterminée pour chacune des contraintes verticales appliquées présentée sur la figure III.54. Cet indice varie entre 0,021 and 0,025 pour les contraintes appliquées. On considère que cet indice présente une valeur moyenne de 0,023 pour les trois essais réalisés.

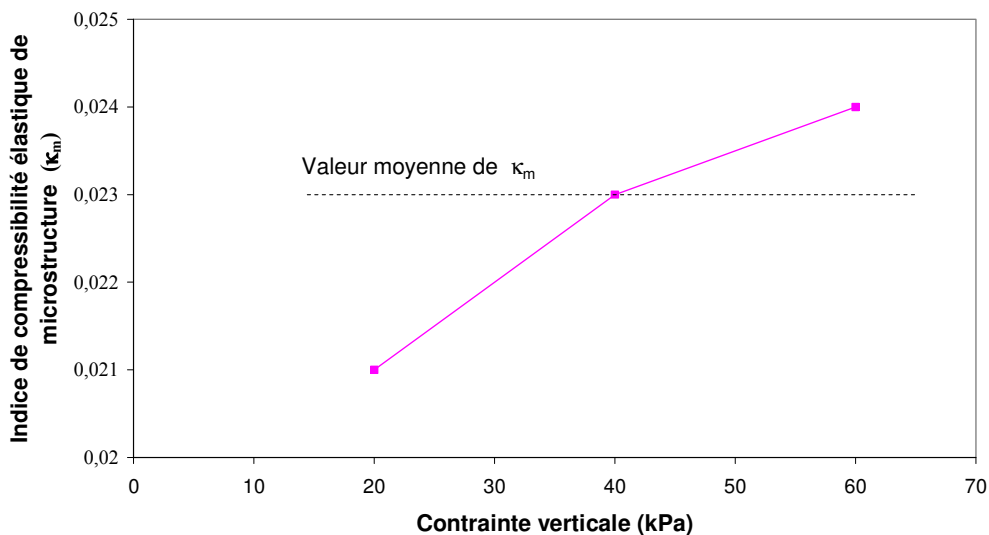


Figure III.54. Indice de compressibilité élastique de microstructure en fonction des contraintes verticales appliquées pour le sol naturel (site du Deffend - sondage E1)

III.4.1.3. Paramètres des fonctions d'interaction micro/macro

En suivant la même séquence, les valeurs mesurées de f_i et de f_D sont présentées en fonctions du rapport (σ_v/σ_{v0}^*) sur la figure III.55 pour les trois essais effectués. Les courbes montrent que les fonctions d'interaction, f_i et f_D , convergent vers zéro après avoir effectué un certain nombre de cycles successifs de succion. Cette convergence n'est pas tout à fait atteinte pour l'éprouvette sous la contrainte verticale de 20 kPa.

Les points expérimentaux présentés sur la figure III.55, ont été modélisés par les fonctions sigmoïdales. Les paramètres de ces fonctions sont regroupés dans le tableau III.31. Les déformations expérimentales et calculées par le modèle ont été comparées sur les figures III.56 pour les trois éprouvettes sous les contraintes de 20 kPa, de 40 kPa et de 60 kPa. La correspondance entre les résultats mesurés et calculés est satisfaisante.

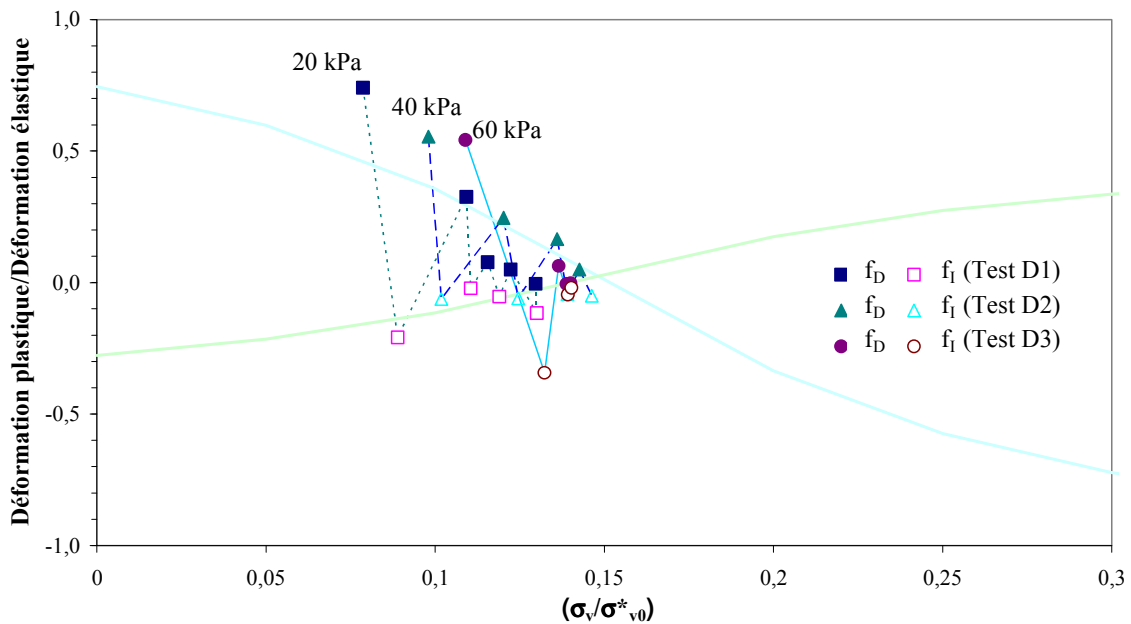


Figure III.55. Simulation des fonctions d'interaction par les valeurs expérimentales pour le sol naturel (site du Deffend - sondage E1)

Tableau III.31. Paramètres des fonctions interaction du sol naturel (site du Deffend - sondage E1)

Fonction f_i		Fonction f_D	
Paramètres	Valeur	Paramètres	Valeur
f_{i1}	0,519	f_{D1}	-1,161
f_{i2}	-0,460	f_{D2}	1,183
K_i	10	K_D	10
X_i	0,15	X_D	0,15

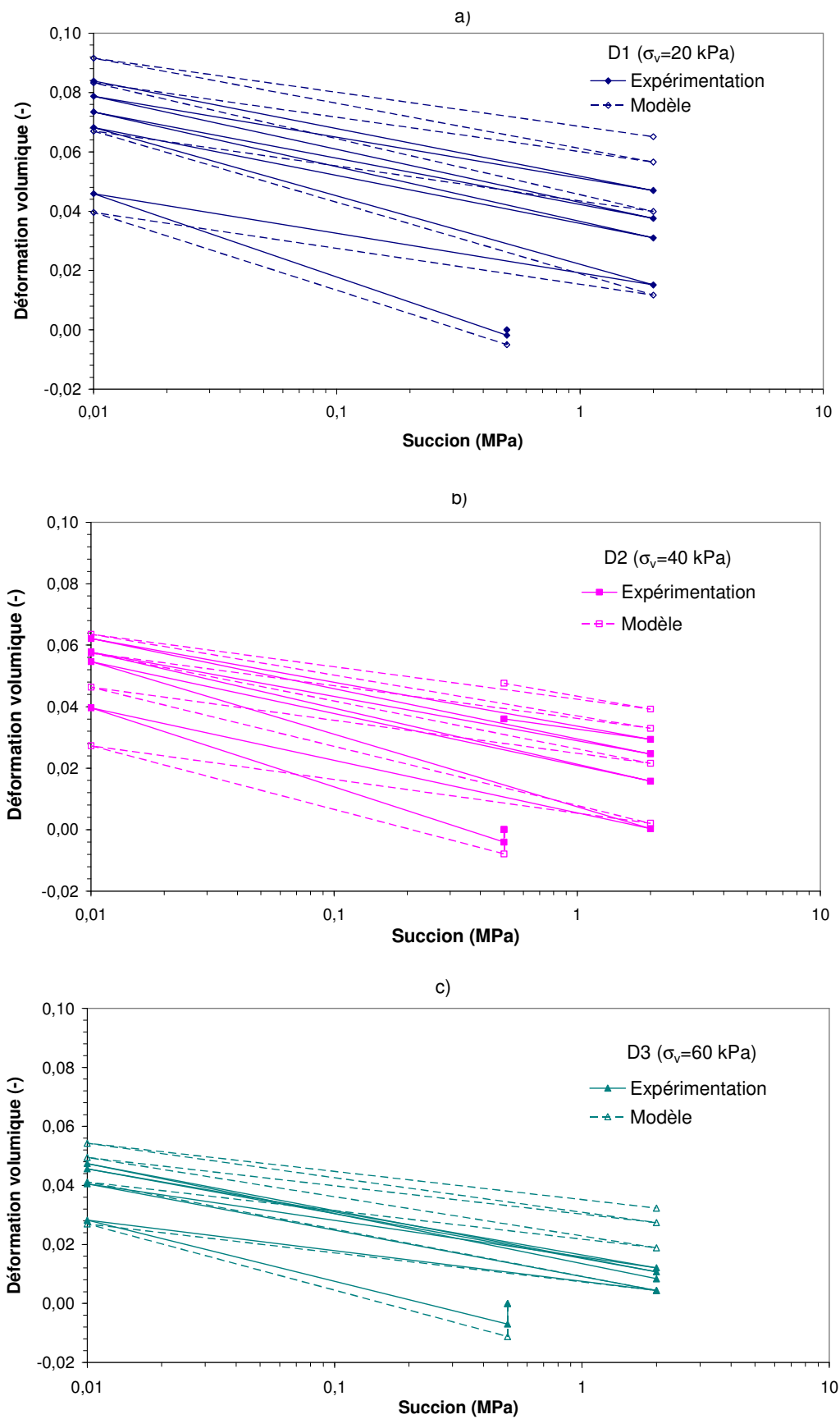


Figure III.56. Déformations volumiques expérimentales et calculées par le modèle

III.4.2. Modélisation numérique

Dans cette partie, l'influence des sollicitations hydriques dues à la variation des conditions climatiques (évaporation et précipitation) sur les déplacements d'une fondation superficielle en béton, d'un bâtiment de type maison individuelle, ancré à 60 cm de profondeur dans le sol gonflant du Deffend (sondage E1) est présentée.

III.4.2.1. Description du Code_Bright

Code_Bright est un code de calcul aux éléments finis développé par le Département de Géotechnique et Geosciences de l'Université Polytechnique de Catalogne (Espagne) depuis 1996, pour l'analyse des problèmes couplés thermo-hydro-mécaniques dans des géomatériaux.

Les équations qui régissent un problème thermo-hydro-mécanique peuvent être classées par catégorie dans trois groupes principaux : les équations d'équilibre, les équations constitutives et les restrictions d'équilibre. Les équations d'équilibre établissent les conditions de la conservation de la masse d'eau, conservation de la masse d'air, conservation de l'énergie et de l'équilibre mécanique. Elles sont résolues simultanément pour tenir compte, d'une façon appropriée, des diverses combinaisons entre les phénomènes. Les inconnues sont les déplacements (u), la pression du liquide (P), la pression du gaz (P_g) et la température (T). Les équations constitutives établissent le lien entre ces inconnues et les variables dépendantes. Par exemple, le degré de saturation sera calculé en utilisant une courbe de rétention (courbe donnant la variation de la teneur en eau volumique (θ) ou du degré de saturation (S_r) en fonction de la succion du sol (s) : $\theta(s)$ ou $S_r(s)$), qui dépend de la température et de la pression de liquide. Les équations sont écrites en termes d'inconnues quand les équations constitutives sont substituées dans les équations d'équilibre. Les relations qui relient les variables dépendantes avec les inconnues sont les restrictions d'équilibre. Elles sont obtenues en supposant l'équilibre chimique pour la dissolution de différentes espèces (air et vapeur) dans les phases (liquide et gazeuse).

Code_Bright modélise également les transferts d'eau liquide et vapeur, en intégrant l'évaporation et la condensation, qui sont fonction des champs de température et de concentration en vapeur (couplés avec les variables mécaniques).

Plusieurs modèles mécaniques ont été implantés dans ce code :

- élasticité linéaire ;
- élasticité linéaire avec prise en compte de la pression de fluide et des effets thermiques ;
- élasticité non linéaire ;
- viscoélasticité pour matériaux salins ;

- viscoplasticité pour matériaux salins et matériaux granulaires ;
- thermo-élasto-plasticité pour les sols non saturés non gonflants (le modèle *BBM* : Alonso *et al.*, 1987, 1990).
- thermo-élasto-plasticité pour les sols non saturés gonflants (le modèle *BExM* : Gens et Alonso, 1992 ; Alonso *et al.*, 1999) par Mrad (2005) ;
- élasto-plasticité pour les sols non saturés non gonflants (le modèle de Mohr-Coulomb généralisé pour les sols non saturés : Fredlund *et al.*, 1977) par Mrad (2005).

Dans ce code, les conditions aux limites ci-dessous peuvent être imposées :

- des déplacements ou des forces ;
- des flux ou des pressions d'eau ;
- des flux ou des pressions d'air ;
- des flux d'énergie ou des températures.

La méthode des éléments finis est utilisée pour la discrétisation spatiale tandis que la méthode des différences finis suivant un chemin implicite est utilisée pour la discrétisation temporelle. La méthode de *Newton-Raphson* est utilisée pour résoudre le système non linéaire des équations algébriques.

Dans les modélisations présentées ici, le modèle *BExM* est utilisé pour décrire le comportement hydromécanique des sols gonflants. Les calages et les validations de cette implantation peuvent être consultés dans Mrad (2005).

III.4.2.2. Caractéristiques du sol du Deffend

La fondation superficielle repose sur une couche homogène d'argile gonflante naturelle (sol argileux du Deffend) (Figure III.57). Le comportement de ce sol est supposé élastoplastique et représenté par le modèle *BExM* dont les paramètres ont été déterminés dans la partie précédente.

Ce sol argileux possède une perméabilité à la saturation de 8×10^{-12} m/s. Les paramètres de la courbe de conductivité hydraulique d'après le modèle de Mualem, (1976) ont été estimés par les paramètres de la courbe de rétention du matériau lors de séchage (tableau III.32).

Tableau III.32. Paramètres hydriques caractérisant le sol argileux (site du Deffend - sondage E1)

Paramètre	Valeur
Perméabilité à l'état saturé k_s	8×10^{-12} m/s
Paramètres de la courbe de conductivité hydraulique (Mualem, 1976,)	
$k = k_s \sqrt{S_e} \left[1 - \left(1 - S_e^{\frac{1}{m}} \right)^m \right]^2$	
m	0,721
$S_{r(res)}$	0,1
$S_{r(sat)}$	1

III.4.2.3. Caractéristiques de la fondation

La géométrie de la fondation est aussi présentée sur la Figure III.57. Une contrainte verticale de 100 kPa est appliquée à sa base. Le béton de la semelle est supposé suivre un comportement de type élastique linéaire. Ses propriétés mécaniques et hydrauliques sont rassemblées dans le tableau III.33 (Burlion et al., 2005).

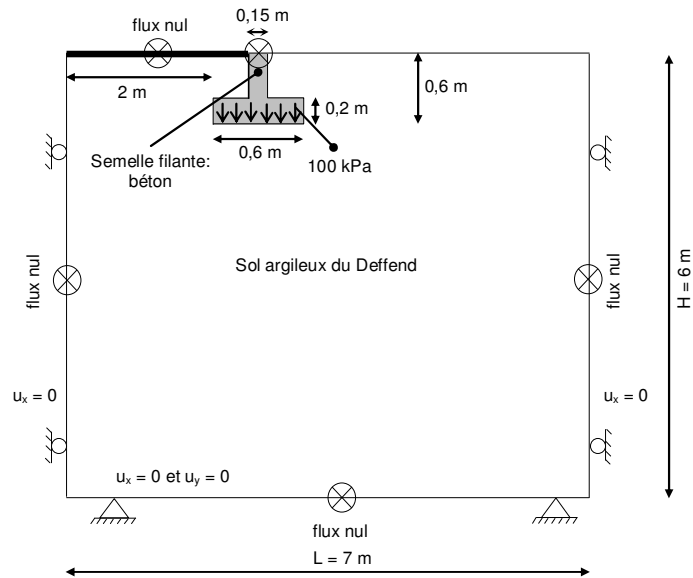


Figure III.57. Géométrie et conditions aux limites du modèle

Tableau III.33. Paramètres caractérisant le béton

Matériau	Béton de la fondation (Burlion <i>et al.</i> , 2005)
Type de Comportement	élastique linéaire $E = 27000 \text{ MPa}$ $\nu = 0,2$
Poids volumique des grains solides γ_s	$26,5 \text{ kN/m}^3$
Perméabilité à l'état saturé k_s	10^{-12} m/s
Courbe de rétention (van Genuchten, 1980)	
$S_e = \frac{S_r - S_{r(res)}}{S_{r(sat)} - S_{r(res)}} = \left[1 + (\alpha s)^n \right]^m$	
α	$0,0235 \text{ MPa}^{-1}$
n	2,105
$m = 1 - 1/n$	0,525
$S_{r(res)}$	0
$S_{r(sat)}$	1
Courbe de la conductivité hydraulique (Mualem, 1976 ; van Genuchten, 1980)	
$k = k_s \sqrt{S_e} \left[1 - \left(1 - S_e^{1/m} \right)^m \right]^2$	
m	0,17
$S_{r(res)}$	0
$S_{r(sat)}$	1

III.4.2.4. Le modèle et les conditions initiales et aux limites

Géométrie et maillage

La fondation superficielle est modélisée en déformation plane avec la prise en compte de l'imperméabilisation du côté intérieur du bâtiment dû à l'existence du plancher. Le massif de sol a été discrétisé dans son intégralité par des éléments finis rectangulaires isoparamétriques à 4 nœuds. Le maillage est constitué en totalité de 1344 éléments et 1419 nœuds.

Conditions initiales

Préalablement à tout chargement mécanique ou hydrique, un état initial de contrainte correspondant au poids propre du sol est défini. Initialement, le sol du Deffend est dans un état quasiment saturé. La succion initiale mesurée par la technique du papier filtre (ASTM, 1995) est de 0,5 MPa.

Conditions aux limites

Les conditions aux limites du modèle sont les suivantes :

- les déplacements verticaux et horizontaux sont bloqués sur la base inférieure du massif de sol (à 6 m de profondeur) et les déplacements horizontaux sont bloqués sur les frontières verticales du domaine maillé (frontières latérales), et l'on y impose un flux de masse nul pour l'eau ;
- un flux de masse nul pour l'eau est imposé à la frontière supérieure gauche du modèle (sous le bâtiment) pour prendre en compte l'imperméabilisation du côté intérieur du bâtiment ;
- les nœuds à la base de la fondation sont chargés par une contrainte uniforme de 100 kPa, et on impose un flux de masse nul pour l'eau sur la surface de la fondation.

Phasage de calcul

Pour ce calcul deux phases consécutives ont été considérées (Tableau III.34). Dans chaque phase hydrique, une condition à la limite simulant une précipitation ou une sécheresse a été imposée à la surface du sol.

Tableau III.34. Description du phasage de calcul.

Phase	Description	Durée (mois)	Conditions aux limites appliquées en surface
0	état initial du sol et chargement mécanique	instantanée	—
I	évaporation	6	succion correspondant à la limite de retrait ($s = 100$ MPa)
II	précipitation	2	succion nulle ($s = 0$)

III.4.2.5. Résultats des simulations

L'évolution en fonction du temps de la succion pour différents points dans le sol situés sous la base de la semelle est présentée sur la Figure III.58. Les valeurs de la succion augmentent progressivement avec le temps pendant la phase de séchage (phase I) et elles décroissent pendant la phase d'humidification (phase II). Le sol sous le bâtiment et sous la base de la fondation se désature et se re-sature moins vite que les autres points situés au même niveau mais à l'extérieur de la fondation, car le plancher du bâtiment et la semelle en béton constituent des écrans contre l'écoulement.

Pour les points situés à l'extérieur du plancher du bâtiment (points C, D et E), le début de la phase d'humidification (phases II) comporte une période où le sol continue à se désaturer avant qu'il ne commence à s'humidifier. Cette période augmente lorsque l'on s'éloigne de la base de la fondation. Ceci est dû au fait que l'eau met un certain temps pour arriver à ce niveau depuis la surface. Le sol sous le plancher au niveau de la base de la fondation (points A et B) commence à s'humidifier une fois la succion nulle appliquée en surface, ceci est dû à l'état quasi saturé de sol sous le plancher même après 6 mois de séchage.

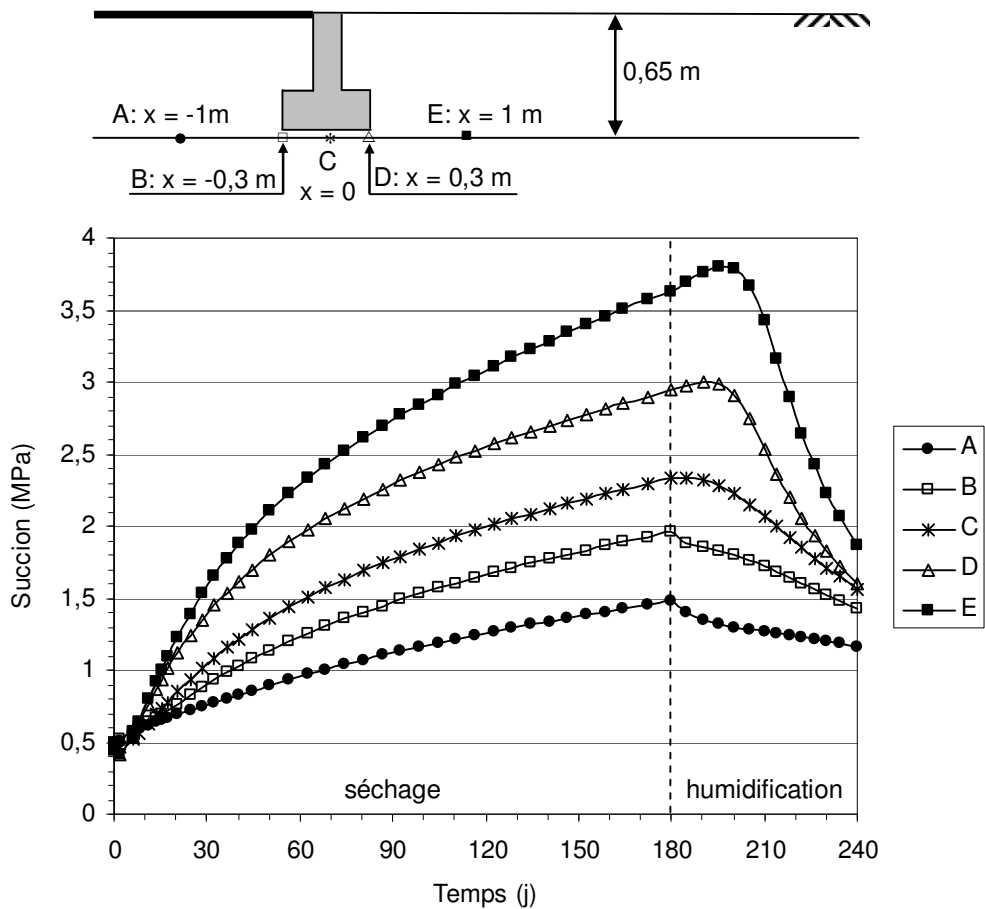


Figure III.58. Évolution temporelle de la succion pour différents points dans le sol (site du Deffend - sondage E1)

Les déplacements verticaux prédits par le modèle à différents points au niveau de la base de la fondation sont montrés sur la Figure III.59. Le chargement mécanique a engendré un déplacement maximum de 5,8 mm pour la semelle. Pendant la phase d'évaporation, le sol tasse progressivement avec le temps. Elle produit un tassement de 4 mm sous le plancher (point A), 5 mm au point B, 6,34 mm au centre de la fondation (point C), 7,71 mm au point D et 12 mm au point E. Pour les points sous le bâtiment (point A et B), le début de la phase de séchage comporte une période où le sol gonfle avant de tasser. Ce qui est dû à un tassement plus important du sol se situant côté extérieur (droite) de la semelle qui engendre une rotation de la fondation rigide dans le sens de l'aiguille d'une montre.

La phase d'humidification produit un gonflement du sol situé à droite du centre de la fondation (0,53 mm au point D et 1,16 mm au point E) et un tassement du sol à gauche du centre de la semelle (4,22 mm au point A, 4 mm au point B et 1,64 mm au point C). Ce comportement est dû à la rotation de la fondation rigide le sens contraire d'une aiguille d'une montre (Figure III.60).

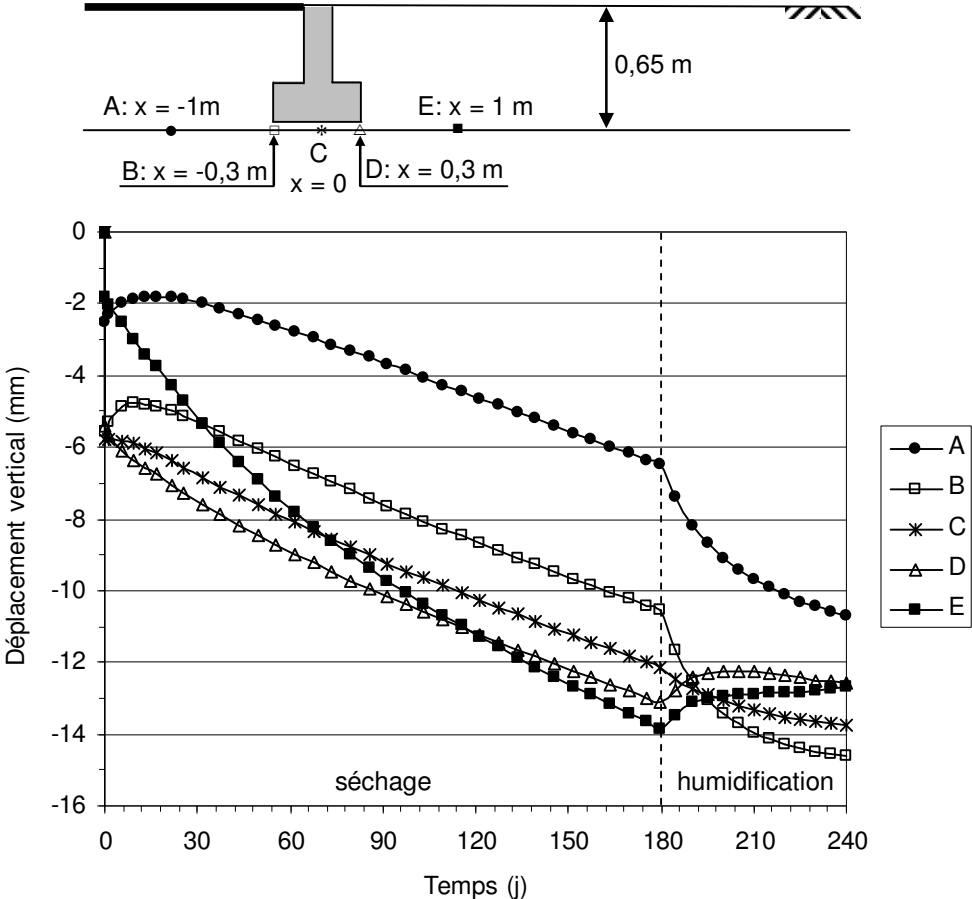


Figure III.59. Évolution temporelle du déplacement vertical pour différents points dans le sol (site du Deffend - sondage E1)

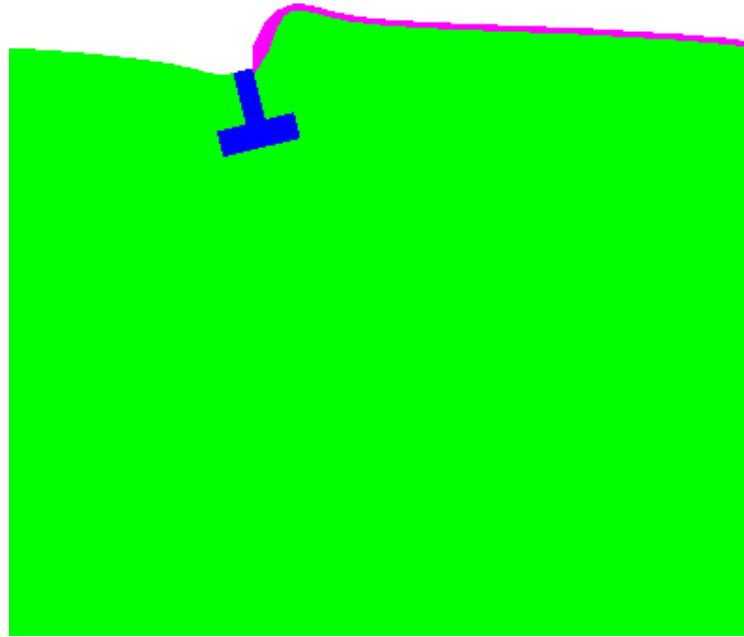


Figure III.60. Rotation amplifiée schématique de la fondation rigide à la fin de phase d'humidification

III.4.3. Conclusion

Une application du modèle BExM, implanté dans le Code_Bright, à la modélisation du problème de retrait-gonflement d'un sol gonflant naturel (sol du Deffend, sondage E1) chargé par une fondation superficielle et soumis à des variations hydriques a été également présentée. Les résultats obtenus ont montré la capacité du modèle à modéliser des problèmes couplés hydromécaniques. Le chargement de 100 kPa produit un déplacement maximum au centre de la semelle. Le sol initialement quasi saturé se tasse suite à une période de 6 mois de séchage, le tassement maximum est atteint loin et à droite de la fondation. La période d'humidification suivante va provoquer une rotation de la fondation rigide et par conséquent un tassement du sol situé sous le bâtiment.

III.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre, les résultats des essais physiques, hydriques et mécaniques obtenus au laboratoire sur deux sondages E1 et E2 du site du Deffend (Mignaloux-Beauvoir – Vienne), et des prélèvements effectués sur le site de Champenoux (Meurthe-et-Moselle) ont été présentés. Les reconnaissances géologiques et géotechniques des sols permettent d'estimer un potentiel de gonflement moyen pour le sol de Champenoux et très élevé pour le sol du Deffend.

Les sols présentant une structure interne bimodale prononcée ont une boucle d'hystérésis marquée sur leur courbe de rétention du fait de l'existence des macropores. La

pression nécessaire pour atteindre la courbe normalement consolidée (p_{sat}) est très élevée à cause de l'indice des vides total également élevé de ces matériaux.

En ce qui concerne les matériaux très denses, la courbe de rétention peut être correctement évaluée par des résultats porosimétriques en absence des macropores. La pression de saturation (p_{sat}) et la pression de préconsolidation (p_0) sont très proches et peuvent être considérées identiques. Pour ces sols, la surface de charge LC et SCS sont uniques.

Un exemple de modélisation d'une fondation superficielle reposant sur ce sol gonflant et soumise à des variations hydriques est présenté. Nous avons utilisé le modèle BExM, implanté dans le Code_Bright pour ce travail. Les résultats obtenus ont montré la capacité du modèle à évaluer schématiquement la rotation de la fondation rigide lors des cycles de succion. À ce stade, il serait intéressant de disposer des résultats des mesures in situ des déformations volumiques lors des cycles de séchage-humidification dans des sols gonflants, afin de valider les résultats numériques obtenus.

CONCLUSION GENERALE

Ce travail s'inscrit dans le cadre général de l'étude du comportement hydromécanique des sols gonflants non saturés. Plus particulièrement, l'objet du travail est d'apporter quelques éléments de réponse quant à l'influence des cycles de succion sur le comportement hydromécanique des matériaux gonflants compactés et naturels. Ces recherches présentent un intérêt certain pour toutes les applications en géotechnique et en géotechnique de l'environnement, qu'il s'agisse de retrait/gonflement sous des fondations, stockage de déchets ménagers, industriels ou nucléaires. Ces travaux présentent aussi un intérêt plus vaste, les matériaux argileux compactés étant utilisés dans de nombreux contextes en génie civil (digues, barrages, bassins de rétention, etc.).

Le chapitre I est consacré à la présentation du phénomène de retrait/gonflement et à l'identification des sols gonflants. Un bref aperçu des résultats majeurs existant sur la structure interne des sols gonflants a ensuite été proposé, ces considérations étant en effet indispensables pour appréhender le comportement complexe de ces sols. Ce chapitre a également permis de montrer que la quantité de données disponibles sur le comportement hydromécaniques des sols gonflants était limitée et qu'il reste un grand nombre de questions en suspens. Ces interrogations portent notamment sur l'influence des sollicitations hydriques complexes.

Le premier chapitre a été aussi l'occasion de s'interroger sur les différentes techniques expérimentales d'imposition de succion disponibles, avec l'objectif de déterminer les plus adaptées au cas des sols gonflants. Pour la suite de nos travaux :

- les courbes de rétention ont été obtenues par la méthode osmotique (succions allant de 0 à 8,5 MPa) et par la technique des solutions salines (succions entre 8,5 MPa et 287,9 MPa) ;

- l'influence des cycles de succion sur le comportement hydromécanique des matériaux gonflants compactés et naturels a été étudiée à l'aide des œdomètres osmotiques.

Les chapitres II et III ont été consacrés à l'étude en laboratoire de plusieurs types de sol gonflant.

Le deuxième chapitre regroupe l'ensemble des essais expérimentaux conduits sur un mélange de bentonite/limon compacté pour étudier la structure interne, les courbes de rétention et le comportement couplé hydromécanique (essais œdométriques). Les essais hydromécaniques ont été effectués sur un sol gonflant compacté à la teneur en eau de 15 % et au poids volumique sec de $12,7 \text{ kN.m}^{-3}$ (côté sec de l'optimum où la double structure est plus marquée).

Dans le chapitre III, les résultats des essais physiques, hydriques et mécaniques obtenus au laboratoire sur deux sondages E1 et E2 du site du Deffend (Mignaloux-Beauvoir – Vienne), et sur des prélèvements effectués sur le site de Champenoux (Meurthe-et-Moselle) ont été présentés. Les essais de caractérisation des sols permettent d'estimer un potentiel de gonflement moyen pour le sol de Champenoux et élevé à très élevé pour le sol du Deffend.

L'interprétation de l'ensemble des résultats expérimentaux obtenus permet de proposer un comportement général pour les matériaux gonflants :

- *Structure interne et courbes de rétention*

Les résultats porosimétriques montrent une microstructure dominante pour les sols naturels et une macrostructure dominante pour le sol compacté. La structure bimodale est plus marquée pour le sondage E1 du Deffend. La macrostructure est complètement absente pour le sondage E2 du Deffend, ce qui produit une boucle d'hystérésis moins importante sur les courbes de rétention. Les résultats porosimétriques permettent une évaluation correcte de la courbe de rétention pour le matériau dense.

- *Essais de compressibilité à succion contrôlée*

Les courbes de compressibilité à succion contrôlée permettent de déterminer quatre surfaces de charge : la limite de retrait (LR); la limite de séparation de micro/macro (Lm/M) ; la surface de chargement-effondrement (LC : *Loading Collapse* du modèle BBM) et la surface de comportement saturé (SCS). La surface LR ne semble pas être influencée par les chemins de contrainte. La succion limite entre la micro- et la macrostructure (Lm/M) dépend parfaitement de la structure interne et du diamètre qui délimite les deux familles de pores. L'évolution de la pression de préconsolidation en fonction de la succion imposée est présentée par la surface LC. Les courbes de compressibilité sous différentes succions convergent vers la courbe correspondant à l'état saturé sous de fortes contraintes appliquées. La pression à partir de laquelle, le sol continue son chemin sur la courbe du

comportement normalement consolidé est appelée la pression de saturation (P_{sat}). Plus la succion imposée est élevée, plus la charge nécessaire pour atteindre cette pression de saturation est importante. La surface SCS présente la variation de la pression de saturation en fonction de la succion imposée. Les courbes de compressibilité à l'état saturé obtenues par les essais de gonflement libre montrent que plus les micropores du sol sont importantes (Sondage E1 du Deffend), plus la pression de saturation est élevée. Les deux surfaces de LC et SCS sont identiques pour le matériau dense du sondage E2 du Deffend où les macropores sont absents.

- *Cycles de succion*

L'application d'un cycle de chargement/déchargement densifie le sol, diminue la limite (L_m/M) entre la micro- et la macrostructure et élimine les macropores en le rendant plus homogène. Après l'application d'un cycle mécanique, des cycles de séchage/humidification ne produisent plus des variations importantes de paramètres hydromécaniques.

Les cycles successifs d'humidification/séchage appliqués simultanément à la micro- et la macrostructure sous faibles contraintes verticales constantes mettent en place un gonflement cumulé pour les éprouvettes des deux sondages E1 et E2, et un retrait cumulé pour les éprouvettes compactées dépendant de l'intensité du chargement appliqué. Cependant, les cycles de succion imposés séparément à la micro- et la macrostructure ne produisent pas des déformations volumiques importantes. Après plusieurs cycles hydriques, un comportement élastique réversible du matériau est observé et le sol converge vers un état d'équilibre. Ces résultats montrent que l'état d'équilibre dépend de la pression de préconsolidation, de la densité sèche et de la teneur en eau initiales, et de la structure interne du sol.

A la fin des cycles hydriques, les courbes de compressibilité des sols à différentes succions convergent vers la courbe du comportement saturé. Cela n'est pas confirmé pour les éprouvettes du sondage E1 car la pression de saturation est très élevée pour ce matériau. Les valeurs de la pression de préconsolidation $p_0(s)$, de l'indice de compression vierge $\lambda(s)$ et de l'indice de compression élastique κ dépendent directement des chemins de contrainte suivis. Globalement, nous pouvons considérer que les cycles hydriques rapprochent les deux surfaces de LC et SCS et augmentent aussi la limite (L_m/M) entre la micro- et la macrostructure.

- *Modélisation*

Les données expérimentales permettent d'évaluer la capacité du modèle théorique (BExM) à modéliser le comportement hydromécanique du sol étudié. La correspondance entre les résultats mesurés et calculés est satisfaisante. Par ailleurs, le modèle permet de prévoir le nombre de cycles hydriques nécessaires pour atteindre le point d'équilibre.

Les résultats de modélisation d'une fondation superficielle reposant sur le sol gonflant du sondage E1 soumise à des variations hydriques en utilisant le modèle BExM, implanté dans le Code_Bright, a permis d'évaluer qualitativement la rotation de la fondation rigide.

- *Perspective*

Cependant, il reste encore de nombreuses questions en suspens, questions qui ont été évoquées lors de ce travail. En effet, les processus par nature très lents qui entrent en jeu lors de l'étude des sols gonflants obligent l'expérimentateur à des choix qui limiteront le champ de son investigation. Les conclusions formulées tout au long de ce mémoire permettent la suggestion de quelques pistes pour la poursuite du travail engagé depuis longtemps au laboratoire.

Il serait souhaitable d'appliquer une succion plus élevée que 8 MPa lors des cycles de séchage/humidification. Cela permettra d'étudier le comportement hydromécanique du sol dans une gamme étendue de succion entre son état saturé et son état sec.

Dans cette étude la variation de succion dans la gamme considérée a été effectuée avec un ou deux paliers. Un nombre plus élevé de paliers permettra une interprétation plus précise du comportement hydromécanique des sols gonflants.

Afin de confirmer ou d'infirmer l'hypothèse de l'influence de la structure initiale liée à la faible densité des éprouvettes utilisées sur le comportement mécanique, une solution simple serait de réaliser quelques essais similaires aux nôtres mais avec un matériau très fortement compacté du mélange bentonite/limon.

Pour tous ce qui concerne la modélisation des sols gonflants, à ce stade, il serait intéressant de disposer des résultats des mesures *in situ* des déformations volumiques lors des cycles de séchage-humidification dans des sols gonflants, afin de valider les résultats numériques obtenus.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- ABDULJAUWAD, S.N. & AL-SULAIMANI, G., 1993. *Determination of swell potential of Al-Qatif clay*. Geotechnical Testing Journal, vol. 16, pp. 469-484.
- ABOUSHOOK, M., 1984. *Contribution à l'étude quantitative du gonflement des sols argileux : application à des sols intacts de la zone urbaine du Caire*. Thèse de Docteur-Ingénieur, INPL, Nancy, 152 p.
- AFNOR XP P 94-060-1 et XP P 94-060-2, 1997. *Essai de dessiccation. Partie1: Détermination conventionnelle de la limite de retrait. Partie2: Détermination effective de la limite de retrait*. 11 p
- AFNOR XP P 94-091, 1997. *Essai de gonflement à l'œdomètre. Détermination des déformations par chargement de plusieurs éprouvettes*. 13 p.
- AITCHISON, G.D., 1959. *The strength of quasi-saturated and unsaturated soils in relation to the pressure deficiency in the pore water*. Proc. 2nd Australian-New Zealand Conf. on Soil Mechanics
- AL-HOMOUD, A., BASMA, A., HUSEIN MALKAWI, A. & AL BASHABSHEH, M., 1995. *Cyclic swelling behavior of clays*. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 121, pp. 562-565.
- AL-MUKHTAR, M., BELANTEUR, N., TESSIER, D. & VANAPALLI, S.K., 1996. *The fabric of clay soil under controlled mechanical and hydraulic stresses*. Applied Clay Science, 11: 185-197.
- ALONSO, E.E., GENS, A. & HIGHT, D.W., 1987. *General report. Special problem soils*. Proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, vol. 3, pp. 1087-1146.

- ALONSO, E.E., GENS, A. & JOSA, A., 1990. *A constitutive model for partially saturated soils*. Géotechnique, vol. 40, pp. 405-430.
- ALONSO, E.E., LLORET, A., GENS, A. & YANG, D.Q., 1995. *Experimental behaviour of highly expansive double-structure clay*. In Alonso & Delage (eds), Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris. Rotterdam : Balkema. ISBN : 90-5410-583-6. Vol. 1, pp. 11-16.
- ALONSO, E.E., ROMERO, E., HOFFMANN, C. & GARCÍA-ESCUADERO, E., 2001. *Expansive bentonite/sand mixtures in cyclic controlled suction drying and wetting*. 6th Int. Workshop on Key Issues in Waste Isolation Research, Paris, ENPC, pp. 513-542.
- ALONSO, E.E., VAUNAT, J. & GENS, A., 1999. *Modelling the mechanical behaviour of expansive clays*. Engineering Geology, vol. 54, pp. 173-183.
- ALONSO, E.E., ROMERO, E., HOFFMANN, C. & GARCÍA-ESCUADERO, E., 2005. *Expansive bentonite/sand mixtures in cyclic controlled suction drying and wetting*. Engineering Geology, vol. 81, pp. 213-226.
- ALTMAYER, W.T., 1955. *Discussion of engineering properties of expansive clays*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Testing and Materials, vol. 81, n°SM2, pp. 17-19
- AMRAOUI, N., 1996. *Etude des phénomènes d'infiltration dans des sols non saturés*. Institut National Polytechnique de Lorraine. 321 Pages.
- ASTM D 422– 63, 1994. *Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils*. Vol. 4.08, pp. 10-16.
- ASTM D 427– 93, 1994. *Test Method for Shrinkage Factors of Soils by the Mercury Method*. Vol. 4.08, pp. 21-24.
- ASTM D 4318– 93, 1994. *Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*. Vol. 4.08, pp. 551-561.
- ASTM D 4546 – 93, 1994. *One-dimensional swell or settlement potential of cohesive soils*. Vol. 4.08, pp. 693-699.
- ASTM D 5298 - 94, 1995. *Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper*, vol. 4.09, pp. 154–159.
- AUNG, K.K., RAHARJO, H., LEONG, E. C. & TOLL, D. G., 2001. *Relationship between porosimetry measurement and soil–water characteristic curve for an unsaturated residual soil*. Geotechnical and Geological Engineering, 19: 401-416.
- BARSHAD, I., 1965. *Thermal analysis techniques for mineral identification and mineralogical composition*. In : Methods of soil analysis. Part 1. Black C.A. et al., Ed., ASA no 9 : 699-742. BROSSARD (M.), FARDEAU (J.C.), MO.
- BASMA, A.A., AL-HOMOUD, A.S., HUSEIN MALKAWI, A.I. & AL-BASHABSHEH, M.A., 1996. *Swelling-shrinkage behavior of natural expansive clays*. Applied Clay Science, vol. 11, pp. 211-227.
- BARDEN, L. & SIDES, G.R., 1970. *Engineering behavior and structure of compacted clays*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Analysis; 96:1171–1200.
- BÉLANTEUR, N., TACHERIFET, S. & PAKZAD, M., 1997. *Étude des comportements mécanique, thermomécanique et hydromécanique des argiles gonflantes fortement compactées*. Revue Française de Géotechnique, n°78, pp. 31-50.
- BIAREZ, J., FLEUREAU, J.M., ZERHOUNI, M.I. & SOEPANDJI, B.S., 1988. *Variations de volume des sols argileux lors de cycles de drainage-humidification*. Revue Française de Géotechnique, n°41, pp. 63-71.

- BIGOT, G. & ZERHOUNI, M.I., 2000. *Retrait/gonflement et tassement des sols fins*. Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, vol 229, ref 4252, pp. 105-114.
- BISHOP, A.W. & BLIGHT, G.E., 1963. *Some aspects of effective stress in unsaturated and saturated soils*. Géotechnique, vol. 13, pp. 177-197.
- BOURGUEIL, B., GABILLY M.J., COIRIER, B. & MOREAU, P., 1965. *Notice explicative de la feuille Chauvigny, carte géologique de la France (1/50 000)*. Éditions du BRGM : Orléans. N°590, 18 p. Carte géologique par BOURGUEIL, B. & GABILLY M.J., 1965.
- BRACKLEY, I.J.A., 1973. *Swell pressure and free swell in compacted clay*. Proc. 3rd Int. Conf. Expansive Soils, Haifa, vol. 1, pp. 169-176.
- BRACKLEY, I.J.A., 1975. *Swell pressure and free swell in compacted clay*. Proceedings of the 3rd International Conference on Expansive Soils, Haifa, pp. 169-176.
- BRACKLEY, I.J.A., 1983. *An empirical equation for the prediction of clay heave*. Proceedings of the 7th Asian regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, pp. 8-14.
- BRASHER, B.R., FRANZMEIER, D.P., VALASSIS, V. & DAVIDSON, S.E., 1966. *Use of saran resin to coat natural soil clods for bulk density and water retention measurements*. Soil Sci. 101:108.
- BRE Building Research Establishment, 1980. *The effect of a roof on a fire within a building*. IP 3/80.
- BREDA, N., 1990, *Modification du fonctionnement hydrique d'un perchis de chêne sessile (quercus petraea (matt.) Liebl.) par une sécheresse édaphique*. DEA INRA.
- BRONSWIJK, J.J.B., 1988. *Modelling of water balance, cracking and subsidence of clay soils*. Journal of Hydrology, vol 97, pp. 199-212.
- BROOKS, R. H. & COREY, A. T., 1964. *Hydraulic properties of porous medium*. Hydrology paper No.3, Civ. Engrg. Dept.. Colorado State Univ., Fort Collins, Colo.
- BRUTSAERT, W., 1966. *Some methods of calculating unsaturated permeability*. Transactions, American Society of Agricultural Engineers, 10: 400-404.
- BURDINE, N.T., 1953. *Relative permeability calculations from pore size distribution data*. Petroleum Transactions, AIME, 198: 71-77.
- BURLAND, J.B., 1990. *Thirtieth Rankine lecture : on the compressibility and shear strength of natural clays*. Géotechnique, vol. 40, pp. 327-378.
- BURLION, N., BOUGEOIS, F. & SHAO, J.F, 2005. *Effects of desiccation on mechanical behaviour of concrete*. Cements & Concrete Composites; vol.27, pp.367-379.
- CAROF, C., 2002. *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.
- CASES, J.M., BEREND, I., DELON, J.F., FRANCOIS, M., GRILLET, Y., MICHOT, I., POIRIER, J.E. & YVON J., 1990. *Quelques aspects de l'étude des propriétés texturales des argiles*. In : DECARREAU A. Matériaux argileux : structures, propriétés et applications, Société Française de Minéralogie, Groupe français des argiles, pp. 309-342.
- CHAPMAN, H. D., 1965. *Cation exchange capacity*. In *Methods of Soil Analysis (Edited by Black, C. A.) Part 2*. pp. 891-901. Number 9 in the series Agronomy: Am. Inst. Agronomy, Madison, Wisconsin.
- CHEN, F. H., 1965. *The use of piers to preventing the uplifting of lightly structured founded on expansive soils*. Proceedings, Engineering effects of moisture changes in soils,

International research and engineering conference on expansive clay soils, Texas A & M press, college station, TX.

- CHEN, Z.H., FREDLUND, D.G. & GAN, K.M., 1999. *Overall volume change, water volume change, and yield associated with an unsaturated compacted loess*. Revue Canadienne de Géotechnique, vol. 36, pp. 321-329.
- CHU, T.Y. & MOU, C.H., 1973. *Volume change characteristics of expansive soils determined by controlled suction tests*. Proc. 3rd Int. Conf. Expansive Soils, Haïfa, vol. 2, pp. 177-185.
- COLLINS, K. & MCGOWN, A., 1974. *The form and function of microfabric features in a variety of natural soils*. Géotechnique, vol. 24, pp. 223-254.
- COULON, E. & BRUAND, A., 1989. *Effects of compaction on the pore space geometry in sandy soils*. Soil and Tillage Research; 15:137–152.
- COUGHLAN, K.J. MC GARRY, D., LOCH, R. J., BRIDGE, B. & SMITH, G. D. 1991. *The measurement of soil structure - Some practical initiatives*. Australian Journal of Soil Research 29: 869-889.
- CRONEY, D., COLEMAN, J.D. & BLACK, W.P.M., 1958. *The movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance*. Highway Res. Board Special Report, Washington DC, n°40, pp. 226-252.
- CUI, Y.J., 1993. *Étude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élastoplastique*. Thèse de l'ENPC, 280 p.
- CUI, Y.J., DELAGE, P., YAHIA-AISSA, M. & DE LAURE, E., 1996. *L'apport de la technique osmotique du contrôle de la succion à l'étude des sols non saturés et gonflants*. 5^{ème} séminaire de la recherche sur l'innovation dans le bâtiment, le génie civil et les industries associées. Casablanca, Maroc, pp. 1-8.
- CUI, Y.J., YAHIA-AISSA, M. & DELAGE, P., 1998. *A model for the volume change behavior of heavily compacted swelling clays*. Engineering Geology, vol. 64, pp. 233-256.
- CUI, Y.J., LOISEAU, C. & DELAGE, P., 2002. *Microstructure changes of confined swelling soil due to suction controlled hydration*. Proc. 3rd Int. Conf. On Unsaturated soils, Recife, Brazil, 10-13 March 2002. In : Unsaturated soils. JF.T. Jucá, T.M.P. de campos & F.A.M. Marinho (eds.). A.A. Balkema Publisher, Lisse, 2: 593-598.
- CUISINIER, O. & MASROURI, F., 2001. *Study of the hydromechanical behaviour of a swelling soil from low to very high suctions*. 6th Int. Workshop on Key Issues in Waste Isolation Research, Paris, pp. 61-70.
- CUISINIER, O., 2002. *Comportement hydromécanique des sols gonflants compactés*. Thèse de l'INPL, 176 p.
- CUISINIER, O. & MASROURI, F., 2003. *Comportement hydromécanique d'un sol gonflant sous très fortes suctions*. Comptes Rendus Mécanique, vol, 333 :pp. 203–210.
- CUISINIER, O. & LALOUI, L., 2004. *Fabric evolution during hydro-mechanical loading of compacted silt*. International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol 28, pp 483-499.
- CUISINIER, O. & MASROURI, F., 2005. *Influence de sollicitations hydriques et mécaniques complexes sur le comportement d'un sol gonflant compacté*. Revue Canadienne de Géotechnique, vol, 42 :pp. 731–741.
- CUISINIER, O. & MASROURI, F., 2005. *Hydromechanical behavior of a compacted swelling soil over a wide suction range*. Engineering Geology, vol. 81, pp. 204-212.
- DAY, R.W., 1994. *Swell-shrink behavior of compacted clay*. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 120, pp. 618-623.

- DELAGE, P. & LEFEBVRE, G., 1984. *Study of the structure of a sensitive Champlain clay and of its evolution during consolidation*. Revue Canadienne de Géotechnique, vol. 21, pp. 21-35.
- DELAGE, P., SURAJ DA SILVA, G.P.R. & DE LAURE, E., 1992. *Suction controlled testing of non-saturated soils with an osmotic consolidometer*. Proc. of the 7th Int. Conf. on Expansive Soils, Dallas, pp. 206-211.
- DELAGE, P., HOWAT, M.D. & CUI, Y.J., 1998. *The relationship between suction and the swelling properties in a heavily compacted swelling clay*. Engineering Geology, vol. 50, pp. 31-48.
- DIDIER, G., 1972. *Gonflement cristallin et macroscopique des montmorillonites*. Thèse d'université de Claude Bernard.
- DIDIER, G., LAREAL, P. & GIELLY, J., 1973. *Prévision du potentiel et de la pression de gonflement des sols*. Comptes rendus du congrès de mécanique des sols et des travaux de fondations, vol. 2-3, pp. 67-72.
- DIF, A.E. & BLUEMEL, W.F., 1991. *Expansive soils under cyclic drying and wetting*. Geotechnical Testing Journal, vol. 14, pp. 96-102.
- DI MARIANO, A., VAUNAT, J. & ROMERO, E., 2002. *Insights into the elastic behavior of unsaturated soils*. In JUCÁ et al. (eds), Proc. 3rd Int. Conf. on Unsaturated Soils, Recife, Brésil. Rotterdam : Balkema. ISBN : 90-5809-371-9. Vol. 2, pp. 473-479.
- DJEDID, A. & BEKKOUCHE, A., 2001. *Identification and prediction of the swelling behaviour of some soils from Tlemcen region of Algeria*. Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, REF. 4375, pp 69-77.
- ED DINY S., 1993. *Détermination de la conductivité hydraulique d'un limon non saturé*. Thèse de l'INPL.
- EROL, O., DHOWIAN & YOUSSEF, 1987. *Assessment of oedometer methods for heave prediction*. Proc. of the 6th Int. Conf on Expansive Soils, New Delhi, pp. 99-103.
- ESCARIO, V. & SAEZ, J., 1973. *Measurement of the properties of swelling and collapsing soils under controlled suction*. Proc. 3rd Int. Conf. Expansive Soils, Haifa, Israel, pp. 195-200.
- ESTEBAN, F., 1990. *Caracterización de la expansividad de una roca evaporítica. Identificación de los mecanismos de hinchamiento*, Ph. D. Thesis, Universidad de Cantabria, Santander.
- FLEUREAU, J.M., KHEIRBEK-SAOUD, S., SOEMITRO, R. & TAIBI, S., 1993. *Behavior of clayey soils on drying-wetting paths*. Revue Canadienne de Géotechnique, vol. 30, pp. 287-296.
- FLEUREAU J.M., HACHICH A., 1999. *Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algérie*. Revue Française de Géotechnique, vol. 86, pp. 37-51.
- FLEUREAU, J.M., VERBRUGGE, J.C., HUERGO, R., CORREIA, A.G. & KHEIRBEK-SAOUD, S., 2002. *Aspect of the behavior of compacted clayey soils on drying-wetting paths*. Revue Canadienne de Géotechnique, vol. 30, pp. 287-296.
- FAWCETT, R.G. & COLLIS-GEORGE, N. 1967, *A filter paper method for determining the moisture characteristics of soil*. Aust. J. exp. Agric. Anim. Husb. 7:162-167.
- FREDLUND, D.G. & MORGENSTERN, N.R., 1977. *Stress state variables for unsaturated soils*. Journal of Geotechnical Engineering, vol. 103, pp. 447-466.
- FREDLUND, D.G., & Xing, A., 1994. *Equations for the soil water characteristic curve*. Canadian Geotechnical Journal, 31: 521-532.

- FUTAI, M.M., ALMEIDA, M., CONCIANI, W. & FILHO, F., 2002. *Experimental and theoretical evaluation of plate load test in collapsible soil*. In JUCÁ et al. (eds), Proc. 3rd Int. Conf. on Unsaturated Soils, Recife, Brésil. Rotterdam : Balkema. ISBN : 90-5809-371-9. Vol. 2, pp. 721-726.
- GALLIPOLI, D., WHEELER, S. G. & KARSTUNEN, M., 2003. *Modelling the variation of degree of saturation in deformable unsaturated soil*. Géotechnique 53, No. 1, 105-112.
- GALLIPOLI, D., GENS, A., SHARMA, R. & VAUNAT, J., 2003. *An elasto-plastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behaviour*. Géotechnique 53, No. 1, 123-135.
- GARCIA-BENGOCHEA, I., LOVELL, C. & ALTSCHAEFFL, A. 1979. *Pore Distribution and Permeability of Silty Clays*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 105, No. 7, pp 839-856.
- GARDNER, R., 1937. *A method for measuring the capillary tension of soil moisture over a wide moisture range*. Soil Science, vol. 43, pp. 227-283.
- GARDNER, W.R., 1958. *Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equation with application to evaporation from water table*. Soil Science, 85: 228-232.
- GEISER, F., 1999. *Comportement mécanique d'un limon non saturé – Étude expérimentale et modélisation constitutive*. Thèse de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne (Suisse), 224 p.
- GENS, A. & ALONSO, E.E., 1992. *A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays*. Revue Canadienne de Géotechnique, vol. 29, pp. 1013-1032.
- GENS, A., ALONSO, E.E., SURIOL, J. & LLORET, A., 1995. *Effect of structure on the volumetric behaviour of a compacted soil*. In Alonso & Delage (eds), Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris. Rotterdam: Balkema. ISBN: 90-5410-583-6. vol. 1, pp. 83-88.
- GILCHIRST, H.G., 1963. *A study of volume change of a highly plastic clay*. Thèse de doctorat, Université de Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 215 p.
- GILLIOT, J.E., 1979. *Fabric composition and properties of sensitive soils from Canada, Alaska and Norway*. Engineering Geology, vol. 14, pp. 149-172.
- GRIFFITHS, F.J. & JOSHI, R.C., 1989. *Change in pore size distribution due to consolidations of clays*. Géotechnique 39 1, pp. 159–167.
- GUIRAS-SKANDAJI, H., 1996. *Déformabilité des sols argileux non saturés : étude expérimentale et application à la modélisation*. Thèse de l'INPL, 315 p.
- HAINES, W.B., 1923. *The volume-changes associated with variations of water content in soil*. Journal of agriculture. Science, vol 13, pp. 296–311.
- HILLEL, D., 1988. *L'eau et les sols, principes et processus physiques*. Louvain-la-Neuve : Academia. ISBN : 2-87209-015-0. Collection PEDASUP. 288 p.
- HOFFEMANN, C., ALONSO, E.E. & ROMERO, E., 2007. *Hydromechanical behavior of bentonite pellet mixtures*. Physics and Chemistry of the Earth, vol. 32, pp. 832-849.
- HOLTZ, W.G. & GIBBS, H.J., 1956. *Engineering properties of expansive soils*. ASCE, Volume 121, pp. 641-677.
- JENNINGS, J.E.B & BURLAND, J.B., 1962. *Limitations to the use of effective stresses concept in partly saturated soils*. Géotechnique, vol. 12, pp. 125-144.
- JUANG, C.H. & HOLTZ, R.D., 1986. *A probabilistic permeability model and the pore size density function*. Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech. 10, pp. 543–553.

- JUSTO, J. L., DELGADO, A. & RUIZ, J. 1984. *The influence of stresspath in the collapse-swelling of soils at the laboratory*. Proc. 5th Int. Conf. Expansive Soils, Adelaide, 67–71.
- KASSIF, G. & BEN SHALOM, A., 1971. *Experimental relationship between swell pressure and suction*. Géotechnique, vol. 21, pp. 245-255.
- KIM, D.J., VEREecken, H. & FEYEN, J., 1992. *Comparison of multidisciplinary approaches and unification of concepts on the movement of water and soil in deformable porous media*. Soil Sci. 156, 141–149.
- KARUBE, D. & KATO, S., 1989. *Yield functions of unsaturated soils*. Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, pp. 615-618.
- KOHGO, Y., NAKANO, M. & MIYAZAKI, T., 1991. *Elastoplastic constitutive modelling for unsaturated soils*. Computer Methods and Advances in Geomechanics, Balkema, pp. 631-636.
- KOGHO, Y., ASANO, I. & TAGASHIRA, H., 2001. *Modelling of state surfaces of unsaturated soils*. In Adachi & Fukue (eds), Clay Science for engineering. Rotterdam : Balkema. ISBN : 90-5809-175-9, pp. 467-474.
- KOLIJ, A., LALOUI, L., CUSINIER, O. & VUILLET. L., 2006. *Suction induced effects on the fabric of a structured soil*. Transport in Porous Media Journal, 64:261-278.
- KOMORNIK, A. & DAVID, D., 1969. *Prediction of swelling pressure of clays*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, vol. 95, n° SM1, pp. 209-225.
- LAMBE, T.W., 1960. *A mechanistic picture of shear strength in clay*. Proc. ASCE Res. Conf. Shear. Strength of Cohesive Soils, 555-580.
- LAPIERRE, C., LEROUEIL, S., & LOCAT, J., 1990. *Mercury intrusion and permeability of Louiseville clay*. Canadian Geotechnical Journal, 27: 761–773.
- LI, Z.M., 1995. *Compressibility and collapsibility of compacted unsaturated loessial soils*. In Alonso & Delage (eds), Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris. Rotterdam: Balkema. ISBN: 90-5410-583-6. vol. 1, pp. 139-144.
- LIDE, D.R. (ed), 2002, *Handbook of chemistry and physics*. 82nd edition, CRC press, pp. 15.25 – 15.26.
- LLORET, M. VILLAR, M. SANCHEZ, A. GENS, X. Pintado, E. & ALONSO, E.E., 2003. *Mechanical behaviour of heavily compacted bentonite under high suction changes*. Géotechnique, vol.53, no. 1, pp. 27-40.
- LOW, P.F., 1980. *The swelling of clays : I. Montmorillonites*. Soil Science Society of America Journal, vol. 44, pp. 667-676.
- MARCIAL, D., DELAGE, P. & CUI, Y.J., 2001. *Compressibility of two swelling clays under high pressure*. In Adachi & Fukue (eds), Clay Science for engineering. Rotterdam : Balkema. ISBN : 90-5809-175-9, pp. 571-576.
- MC CRONE, W.C. & Dally J. G., 1973. *The Particle Atlas (Edition Two): Principles and Techniques*. Ann Arbor Science Publ. Inc., Ann Arbor, Michigan.
- MC GARRY, D. & DANIELLS, I.G., 1987. *Shrinkage curves indices to quantify cultivation effects on soil structure of a Vertisol*. Soil Science Society of America Journal 51:1575-1580.
- MCKEE, C.R. & BUMB, A.C., 1984. *The importance of unsaturated flow parameters in designing a monitoring system for hazardous wastes and environmental emergencies*. Proc.. Haz. Mat. Control Res. I1/\$t. Nat. Conf., .50-.58.

- MCKEE, C.R. & BUMB, A.C., 1987. *Flow-testing coalbed methane production wells in presence of water and gas*. SPE Formation Evaluation, (Dec.), 599-608.
- MCKEEN, R.G. 1992. *A model for predicting expansive soil behavior*. Proc., 7th Int. Conf. on Expansive Soils, Vol. 1, Dallas, 1-6.
- MC QUEEN, I.S., MILLER, R.F. (1974). *Calibration and evaluation of a wide-range gravimetric method for measuring moisture stress*. Soil Science, vol.106, no. 3, pp. 225-231.
- MOURIER, J.P., GABILLY, M.J. & PLATEL, J.P., 1986. *Notice explicative de la feuille Poitiers, carte géologique de la France (1/50 000)*. Editions du BRGM : Orléans. N°589, 47 p. Carte géologique par GABILLY M.J. & PLATEL J.P., 1976.
- MOUROUX, P., MARGRON, P. & PINTE, J.C., 1988. *La construction économique sur sols gonflants*. Manuels et Méthodes n°14, Ed BRGM.
- MRAD, M., 2005. *Modélisation du comportement hydromécanique des sols gonflants non saturés*. Thèse de Doctorat 2005, Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy, 241 p.
- MUALEM, Y., 1976. *A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media*. Water Resources Research, vol. 12, pp. 513-522
- NAGARAJ, T.S. & SRINIVASA, M.B.R., 1983. *An approach for prediction of swelling soil behaviour*. Proceedings of the 7th Asian regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, pp. 52-55
- OLSEN, P.A. & HAUGEN, L.E., 1998. *A new model of the shrinkage characteristic applied to some Norwegian soils*. Geoderma, vol. 83, pp. 67-81.
- PHILIPPONAT, G., 1991. *Retrait-gonflement des argiles, proposition de méthodologie*. Revue Française de Géotechnique, n°57, pp. 5-22.
- POUSADA, E., 1984. *Deformabilidad de arcillas expansivas bajo succión controlada*. Doctoral Thesis, Universidad Politecnica de Madrid, Spain.
- PRAPARHARAN, S., ALTSCHAEFFL, A.G. & DEMPSEY, B.J., 1985. *Moisture curve of compacted clay: mercury intrusion method*. J. Geotech. Engng, ASCE 111 9, pp. 1139-1143.
- PUSH, R., 1982. *Mineral-water interactions and their influence on the physical behaviour of highly compacted Na-bentonite*. Revue Canadienne de Géotechnique, vol. 19, pp. 381-387.
- PUSH, R., YONG, R.N. & GRINDROD, P., 1999 (Editors). Special Issue. *Microstructural modelling with special emphasis on the use of clays for waste isolation*. Engineering Geology 54.
- PUSCH, R. & YONG, R.N., 2003 (Editors). Special Issue. *Clay microstructure*. Proc. Workshop Lund, Sweden. 15-17 October, 2002. Applied clay science 23. Issues 1-4.
- QI, Y, AL-MUKHTAR, M, ALCOVER, JF & BERGAYA, F. 1996 *Coupling analysis of macroscopic and microscopic behaviour in highly consolidated Na-laponite clays*. Applied Clay Science; 11:185-197.
- RAMPINO, C., MANCUSO, C. & VINALE, F., 2000. *Experimental behaviour and modelling of an unsaturated compacted soil*. Revue Canadienne de Géotechnique, vol. 37, pp. 748-763.
- RICHARDS, L.A., 1935. Capillary conduction of liquids through porous medium. Physics, vol. 1, pp. 318-333.

- RICHARDS, L.A. & GARDNER, W., 1938. *Tensiometers for measuring the capillary tension of soil water*. Journal of American Society of Agronomy, vol. 28, pp. 352-358.
- ROLLAND, S., 2002. *Transfert hydrique dans des sols argileux gonflants : influence du confinement*. Thèse de l'INPL, Nancy, 200 p.
- ROMERO, E., 1999. *Characterisation and thermo-hydro-mechanical behaviour of unsaturated boom clay : an experimental study*. Thèse de l'Université Polytechnique de Catalogne, Barcelone, 405 p.
- ROMERO, E., LLORET, A. & GENS, A., 1999. *Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated Boom clay*. Engineering Geology, vol. 54, pp. 117-127.
- ROMERO, E., HOFFMANN, C., CASTELLANOS, E, SURIOL, J. & LLORET, A., 2005. *Microstructural changes of compacted bentonite induced by hydro-mechanical actions*. Proc. Int. Symposium on Large Scale Field Tests in Granite, Sitges, Spain, 12-14th November. In: Advances in Understanding Engineered Clay Barriers. E.E. Alonso and A. Ledesma (eds.). Taylor & Francis Group, London: 193-202.
- ROSCOE, K.H. & BURLAND, J.B., 1968. *On the generalized stress-strain behaviour of the wet clay*. In: HEYMAN, J., LECKIE, F.A. (Eds), Engineering Plasticity; Cambridge University Press, Cambridge, pp. 535-609.
- SANCHEZ, M., GENS, A., GIMARAES, L. N. & OLIVELLA, S., 2005. *A double structure generalized plasticity model for expansive materials*. International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. (in press).
- SEED, H.B., WOODWARD, R.J. & LUNDGREN, R., 1962. *Prediction of swelling potential for compacted clay*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, vol. 88, pp. 107-131.
- SIMMS, P.H. & YANFUL, E.K., 2002. *Predicting Soil-Water Characteristic Curves of Compacted Plastic Soils from Measured Pore-Size Distributions*. Geotechnique 52 (4): 269-278.
- SIMMS, P.H. & YANFUL, E.K., 2004. *A discussion of the application of mercury intrusion porosimetry for the investigation of soils, including an evaluation of its use to estimate volume change in compacted clayey soils*. Geotechnique, Vol. 54(6), pp. 421-426.
- SIMMS, P.H. & YANFUL, E.K., 2005. *A pore-network model for hydro-mechanical coupling in compacted clayey soil*. Canadian Geotechnical Journal 42(2): 499-514.
- SIVAKUMAR, V. & WHEELER, S.J., 2000. *Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay. Part 1 : wetting and isotropic compression*. Géotechnique, vol. 50, pp. 359-368.
- SPANNER, D.C., 1951. *The Peltier effect and its use in the measurement of suction pressure*. J. Experimental Botany, vol. 2, pp. 145-168.
- SPOSITO, G., 1973. *Volumes changes in swelling soils*. Soil Sciences, vol. 115, pp. 315-320.
- SRIDHARAN, A., ALTSCHAEFFL, A.G. & DIAMON, S., 1971. *Pore-size distribution studies*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE 1971; 97:771-787.
- SRIDHARAN, A. & VENKATAPPA RAO, G., 1973. *Mechanisms controlling volume change of saturated clays and the role of the effective stress concept*. Géotechnique, vol. 23, pp. 359-382.
- SRIDHARAN, A. & JAYAVEDA, M.S., 1982. *Double layer theory and compressibility of clays*. Géotechnique, vol. 32, n°2, pp. 133-144.
- SRIDHARAN, A., SREEPADA, R. & SIVAPULLAIAH, P.V., 1986. *Swelling pressure of clays*. Geotechnical Testing Journal, vol. 9, pp. 24-33.

- SUBBA RAO, K., RAO, S.M. & GANGADHARA, S., 2000. *Swelling behaviour of a desiccated clay*. Geotechnical Testing Journal, Vol 23, No 2, pp. 193-198.
- SCHUBERT, R., 1982. *Kapillarität in porösen Feststoffsystemen*. Vol 1, Springer-Verlag-Berlin – Heidelberg - New York
- TABANI, P., 1999. *Transfert hydrique dans des sols déformables*. Thèse de l'INPL, Nancy, 173 p.
- TESSIER, D., PÉDRO, G. & CAMARA, L., 1980. *Sur le comportement hydrique et l'évolution de l'organisation des argiles (kaolinites et smectites) au cours de la dessiccation et de la réhumectation*. Comptes Rendus de l'Académie des Sciences – Série D, vol. 290, n°17, pp. 1169-1172.
- TESSIER, D., 1984. *Étude expérimentale de l'organisation des matériaux argileux – Hydratation, gonflement et structuration au cours de la dessiccation et de la réhumectation*. Thèse de doctorat, Université Paris VII, 362 p.
- TESSIER, D., LAJUDI, A. & PETIT, J.C., 1992. Relation between the macroscopic behaviour of clays and their microstructural properties. Appl. Geochem. Suppl. A: 151-161.
- TOLL, D.G., 1990. *A framework for unsaturated soil behaviour*. Géotechnique 40(1), pp. 31-44.
- TRIPATHY, S., SUBBA RAO, K.S. & FREDLUND, D.G., 2002. *Water content – void ratio swell-shrink paths of compacted expansive soils*. Revue Canadienne de Géotechnique. pp. 938-959.
- VANAPALLI, S.K., FREDLUND, D.G. & PUF AHL, D.E., 1999. *Influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till*. Geotechnique, 49: 2, pp. 143-159.
- VAN GENUCHTEN, M.TH., 1980. *A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils*. Soil Science Society American Journal, vol. 44, pp. 892 - 898.
- VICOL, T., 1990. *Comportement hydraulique et mécanique d'un sol fin non saturé. Application à la modélisation*. Thèse de l'ENPC, 257 p.
- VIJAYVERGIYA, V.N. & GHZZALY, O.I., 1973. *Prediction of swelling potential for natural clays*. Proceedings of the 3rd International Conference on Expansive Soils, vol. 1, Haïfa, pp. 227-236
- VILLAR, M.V., 1995. First results of suction controlled oedometer tests in highly expansive montmorillonite. Proc. 1st Int. Conf. On Unsaturated Soils, vol. 1, pp. 207–213 (Paris).
- VILLAR, M.V., 1999. *Investigation of the behaviour of bentonite by means of suction-controlled oedometer tests*. Engineering Geology, vol. 54, pp. 67-73.
- WAN, A.W.L., GRAY, M.N. & GRAHAM, J., 1995. *On the relations of suction, moisture content and soil structure in compacted clays*. Proc. 1st Int. Conf. On Unsaturated soils, Paris. E.E. Alonso and P. Delage (eds.), Balkema / Presses des Ponts et Chaussées, 1: 215 –222.
- WHEELER, S.J. & SIVAKUMAR, V., 1995. *An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil*. Géotechnique, vol. 45, pp. 35-53.
- WHEELER, S.J., 1997. *Modélisation des changements de volume élastique dans les sols non saturés*. Proc. of the 14th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hambourg, vol. 1, pp. 427-430.
- WHEELER, S.J. & SIVAKUMAR, V., 2000. *Influence of compaction procedure on the mechanical behaviour of an unsaturated compacted clay. Part 2: shearing and constitutive modelling*. Géotechnique, vol. 50, pp. 369-376.

- WHEELER, S.J., SHARMA, R.S. & BUISSON, S.R., 2003. *An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil*. *Géotechnique*, vol. 45, pp. 35-53.
- WILLIAMS, J. & SHAYKEWICH, C.F., 1969. An evaluation of polyethylene glycol (PEG) 6000 and PEG 20 000 in the osmotic control of soil water matric potential. *Canadian Journal of Soil Science*, vol. 49, pp. 397-401.
- WONG, R.C.K., 1998. *Swelling and softening behaviour of La Biche shale*. *Revue Canadienne de Géotechnique*, vol 35, pp. 206-221.
- YAHIA-AISSA, M., 1999. *Comportement hydromécanique d'une argile gonflante fortement compactée*. Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, CERMES, Paris, 241 p.
- YODER, E.J. & WITEZAK, M.W., 1975. *Principles of pavement design*. 2nd edition, John Wiley & Sons.
- YONG, R.N., 1999. *Soil suction and soil-water potentials in swelling clays in engineered clay barriers*. *Engineering geology*, vol. 54, pp. 3-13.
- YONG, R.N. & MOHAMED, A.M.O., 1992. *A study of particle interaction energies in wetting of unsaturated expansive clays*. *Revue Canadienne de Géotechnique*, vol. 29, pp. 1060-1070.
- YONG, R.N. & WARKENTIN, B.P., 1975. *Soil properties and behaviour*. Amsterdam : Elsevier. ISBN : 0-444-41167-4. *Developments in Geotechnical Engineering*, vol. 5. 449 p.
- YULE, D.F. & RICHIE, J.T., 1980. *Soil shrinkage relationships of Texas vertisols*. *Soil science society of America journal*, vol 44, pp. 1285–1291.
- ZERHOUNI M.I., 1991. *Rôle de la pression interstitielle négative dans le comportement des sols - Application aux routes*. Thèse de Doctorat, École Centrale Paris, soutenue le 8 Janvier 1991
- ZUR, B., 1966. *Osmotic control of the matric soil water potential: I. Soil water system*. *Soil Science* 102, 394– 398.

ANNEXES

Sommaire

Annexe 1 - Comportement physico-chimique des sols argileux gonflants.....	205
Annexe 2 - Porosimétrie au mercure	211
Annexe 3- Détermination de la courbe de rétention d'un matériau : méthode osmotique....	213
Annexe 4- Détermination de la courbe de rétention d'un matériau : méthode par solutions salines.....	219

Liste des tableaux

Tableau I. Caractéristiques des argiles.....	208
Tableau II. Humidité relative de différents sels en fonction de la température (d'après la norme ISO 483).....	220
Tableau III. Succions calculées à partir du tableau II et de l'équation VI.....	220
Tableau IV. Solubilité des principaux sels utilisés.....	221

Liste des figures

Figure I. Couche tétraédrique et notation	205
Figure II. Couche octaédrique et notation.....	206
Figure III. Schéma de la particule de kaolinite	206
Figure IV. Schéma de la particule d'illite.....	207
Figure V. Schéma de la particule de montmorillonite.....	208
Figure VI. Schéma de principe du dispositif de porosimétrie au mercure.....	212
Figure VII : Principe de la méthode osmotique	214
Figure VIII : Courbe d'étalonnage du PEG.....	215

Annexe 1 - Comportement physico-chimique des sols argileux gonflants

Le terme sol argileux est pris au sens large des sols naturels constitués pondéralement par plus de 30% d'éléments fins dont la taille est inférieure à 2 μm , et qui, en conséquence, présentent une consistance variable suivant la quantité d'eau qu'ils renferment. Les minéraux argileux se caractérisent par trois propriétés principales:

- leur nature et leur minéralogie;
- leur liaison interfoliaire et leur propriété électrochimique;
- leur capacité d'adsorption d'eau et de gonflement.

1. Nature et minéralogie des sols argileux

Les argiles sont des phyllosilicates hydratés formés par l'association de feuillets élémentaires qui s'accolent entre eux pour former des éléments dénommés empilements par certains auteurs ou cristallites par d'autres. L'espace entre deux feuillets est appelé espace interfoliaire. Ces cristallites se ressemblent par disposition face-à-face pour former une particule argileuse. Le nombre de feuillets par particule est variable suivant le type d'argile considérée.

Unités minéralogiques de base

Le tétraèdre, de formule générale SiO_4 , est composé de 4 atomes d'oxygène enserrant un atome de silicium. Ces tétraèdres se combinent entre eux pour former des couches tétraédriques (Figure I). L'octaèdre, de formule $\text{Al}_2(\text{OH})_6$, est formé de 6 groupements hydroxyles (OH^-) enserrant un atome d'aluminium. Il est possible que des substitutions isomorphes aient lieu au sein des octaèdres, l'aluminium pouvant être remplacé par du magnésium ou de fer. Ces octaèdres se combinent de façon à former des couches octaédriques (Figure II).

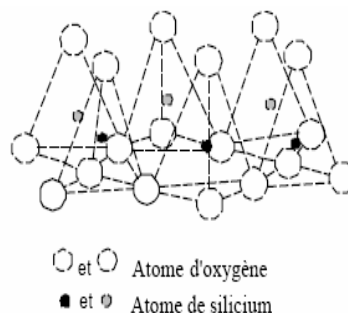


Figure I. Couche tétraédrique et notation

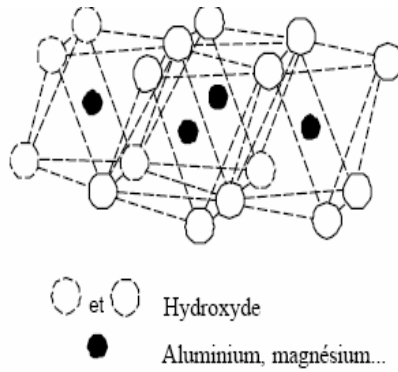


Figure II. Couche octaédrique et notation

Différents types d'argiles

Les trois types d'argile les plus couramment rencontrés sont la kaolinite, l'illite et la smectite. Nous les décrivons dans la suite avant de préciser les différents mécanismes de gonflement.

1- La kaolinite

Le feuillet élémentaire comporte une couche tétraédrique et une couche octaédrique (Figure III). Les argiles de cette famille sont dites argiles T-O. Entre différents feuillets de kaolinite, le contact se fait entre un plan contenant les ions hydroxydes OH^- de l'octaèdre, et celui contenant les ions d'oxygène O^{2-} du tétraèdre; dans ce cas, les liaisons interfoliaires résultent de l'effet composé de liaisons hydrogène et de forces de Van der Waals ; ce qui se traduit par un lien assez fort. Ainsi une particule de kaolinite sera constituée, par exemple, de quelques centaines de feuillets et pourra avoir une épaisseur de quelques dizaines de micromètres. Ces particules sont stables et leur structure élémentaire n'est pas affectée par la présence d'eau et donc la kaolinite est considérée comme un sol argileux nongonflant.

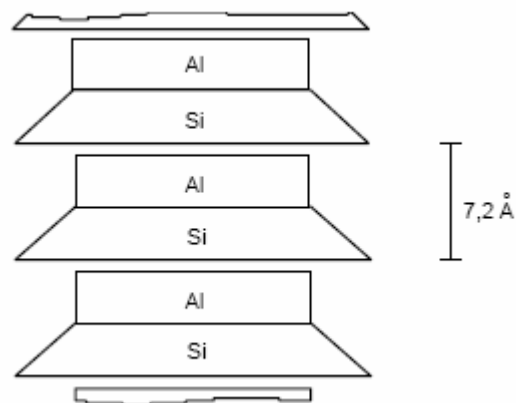


Figure III. Schéma de la particule de kaolinite

2- L'illite

Les feuillets sont composés de trois couches : deux tétraédriques et une octaédrique. Ces argiles sont appelées argiles T-O-T. Dans les couches de silice, un ion Si^{+4} sur quatre est remplacé par un ion Al^{+3} (Figure IV). Le déficit de charge qui en résulte est compensé par les ions potassium K^+ qui assurent des liaisons assez fortes entre les feuillets. La particule d'illite comportera, par exemple, une dizaine de feuillets et pourra avoir une épaisseur de quelques centièmes de micromètres. L'espace créé à l'intérieur du feuillet de silice est occupé par un ion K^+ qui, par sa présence, induit un lien fort entre les couches.

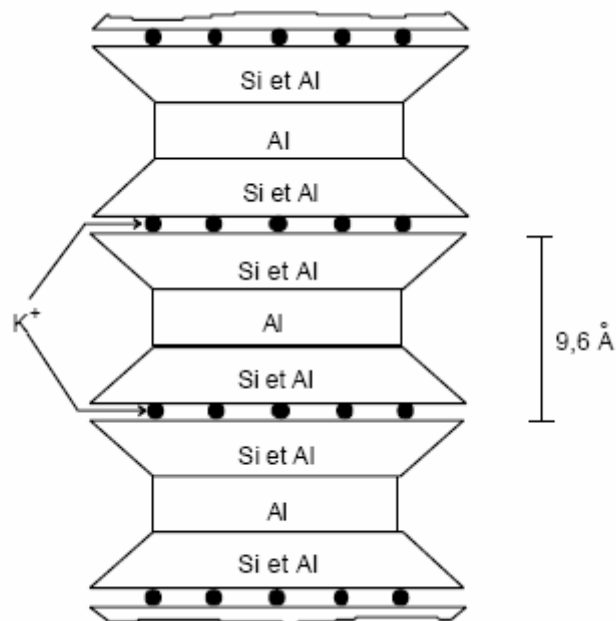


Figure IV. Schéma de la particule d'illite

3- La smectite

Ces matériaux sont également formés de feuillets à trois couches et sont donc aussi des argiles T-O-T. Le feuillet élémentaire est composé comme pour l'illite, d'une couche d'alumine comprise entre deux couches de silice. Il n'existe pas de liaison hydrogène entre les feuillets élémentaires ni de cation interfoliaire capable de maintenir fortement les feuillets entre eux. De plus, les substitutions d'aluminium par du fer ou du magnésium au sein des octaèdres et tétraèdres sont assez fréquentes. La montmorillonite (Figure V) est une argile de la famille des smectites comme la bentonite qui est aussi une roche issue de l'altération de cendres volcaniques. Le déficit de charge qui en résulte est compensé par des ions Ca^{+2} (montmorillonite calcique) ou par des ions Na^+ (montmorillonite sodique). La valence des ions sodium étant plus faible que celles des ions calcium, c'est la montmorillonite sodique qui aura la plus grande surface spécifique et la plus grande C.E.C. Les liaisons entre feuillets étant très faibles, ces argiles sont très sensibles à la teneur en eau et ont un fort potentiel de

gonflement. L'épaisseur d'une particule de montmorillonite peut être très faible puisque, contrairement aux autres argiles, on peut isoler un feuillet élémentaire.

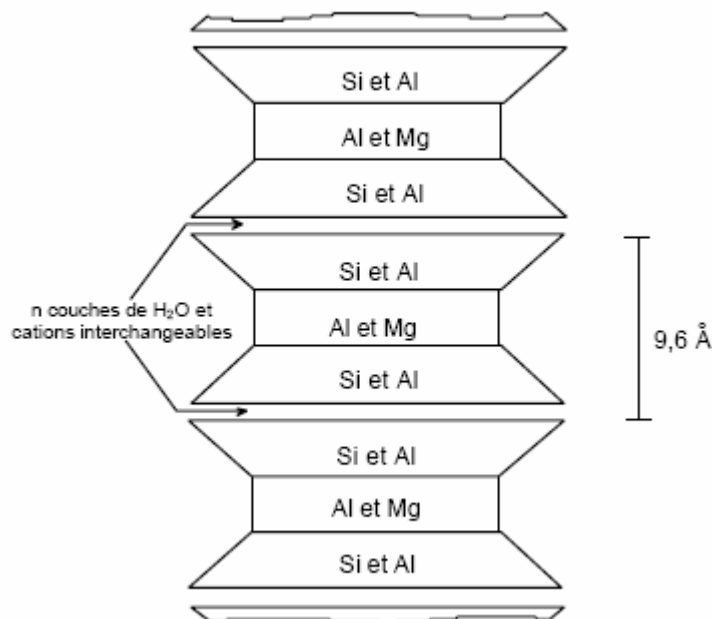


Figure V. Schéma de la particule de montmorillonite

Les caractéristiques de différents types d'argile sont résumées dans le tableau I.

Tableau I. Caractéristiques des argiles

Famille d'argile	Kaolinite	Illite	Montmorillonite
Charge (meq /100g)	5-15	20-40	80-100
Surface spécifique (m ² /g)	10-20	65-100	700-840
Gonflement	Très faible	moyen	fort
Nombre de feuillets par particule	100 - 200	1 - 10	1
Épaisseur d'une particule (µm)	1 - 10	0,003 – 0,01	0,001

2. Propriété physicochimique et liaison interfoliaire :

Le feuillet élémentaire idéal se compose d'un empilement de 2 ou 3 unités de base. Les liens de covalence et les liaisons ioniques assurent la structure rigide du feuillet élémentaire ; des liaisons moins fortes mais essentielles, assurent l'assemblage des feuillets élémentaires.

Les forces de liaison entre feuillets sont principalement :

- les forces d'attraction moléculaires de Van der Waals qui sont des liaisons faibles;
- les liaisons hydrogène qui apparaissent avec des atomes fortement électronégatifs, comme par exemple l'oxygène dans le cas des argiles;

- des substitutions isomorphiques apparaissent d'un cation d'une valence élevée par un cation d'une valence moins élevée au sein des tétraèdres et octaèdres. (Si^{+4} par Al^{+3} ou Fe^{+3} , Al^{+3} par Mg^{+2} ou Fe^{+2}). La capacité d'échange ionique (C.E.C.) permet de mesurer la charge positive nécessaire pour arriver à l'électroneutralité (milliéquivalents/100 g d'argile sèche).

Les particules sont donc soumises à un ensemble de forces d'attraction et de répulsion qui varient avec la teneur en eau et dépendent des substitutions isomorphes. Malgré la simplicité apparente de la structure des argiles, on en dénombre un très grand nombre d'espèces, qui se distinguent par les défauts liés aux substitutions isomorphes au moment de la formation. L'arrangement des particules des terrains argileux, qui interagissent avec l'eau et les ions qu'elle transporte, dépend beaucoup du milieu de déposition et notamment de sa salinité.

3. Capacité de gonflement

Le degré d'hydratation varie d'une famille argileuse à une autre. Certains minéraux argileux ont la capacité d'incorporer dans leur structure des molécules d'eau. Cette eau modifie la dimension de la couche en provoquant son gonflement. Ces argiles sont appelées argiles gonflantes. Les argiles les plus gonflantes sont les smectites ; puis viennent les illites et enfin la kaolinite qui gonfle très peu. L'incorporation d'eau est réversible à la pression atmosphérique et dépend de la température et de la pression de vapeur. Plus l'air est humide, plus l'argile pourra incorporer de l'eau.

Annexe 2 - Porosimétrie au mercure

L'essai de porosimétrie au mercure permet d'estimer aussi bien la porosité totale des roches que la géométrie du milieu poreux en donnant la répartition de la dimension des seuils de pores. Le mercure est injecté sous pression dans un échantillon d'1 cm³. D'après la loi de Laplace, la pression nécessaire pour faire pénétrer le mercure dans un pore assimilé à un tube capillaire de rayon R est égale à :

$$s = \frac{2T_s \cos \theta}{R} \quad (I)$$

avec :

θ : Angle de raccordement du ménisque mercure/vapeur de mercure au capillaire, pour les sols, la valeur de l'angle de contact varie en fonction de la nature du sol, entre 130 et 147°ici nous avons retenu $\theta = 140^\circ$;

T_s : tension superficielle du mercure (485 mJ/m²).

Le matériau doit être préalablement séché pour que la pression capillaire soit égale à la pression appliquée et non influencée par la pression de fluide résiduel. Ce séchage ne doit pas entraîner de modification de structure. Nos échantillons ont été lyophilisés par une procédure mise en place au LEM. Les échantillons se présentent sous forme de 4 petits cubes centimétriques, et se trouvent dans un seul pilulier en plastique. Dès leur arrivée au laboratoire, généralement vers 11h45, ils sont pesés, puis disposés dans 4 flacons en plastiques différents. Ces flacons sont trempés dans l'azote liquide, pendant 4 à 5 heures. Les différents contrôles de température ont montré qu'à l'intérieur des flacons, la température est de l'ordre de -150 °C. Vers 16h30, les échantillons sont retirés du bain d'azote liquide et sont positionnés sur le lyophilisateur Benchtop 3,3 (VIRITIS E.L.). Le corps refroidissant a une température de -100 °C, et le vide est de l'ordre de 10⁻³ mbar. Les échantillons restent sur le lyophilisateur 4 jours. Dès leur retrait du lyophilisateur, ils sont pesés à nouveau, et disposés dans un dessiccateur contenant du P2O5, et dont le taux d'humidité est contrôlé en permanence (inférieure à 20%).

Par la suite, au LAEGO, un porosimètre à mercure Micromeritics AUTOPORE IV 9500 a été utilisé (Figure VI). Sa gamme de pression disponible est de 7.10⁻⁶ à 400 MPa. Le mercure est injecté indirectement par l'intermédiaire d'un pénétromètre qui contient l'échantillon. Les rayons d'accès investigués sont compris entre 0,0015 et 100 µm environ. L'appareil est entièrement automatisé (hormis les pesées).



**Micromeritics
AUTOPORE**

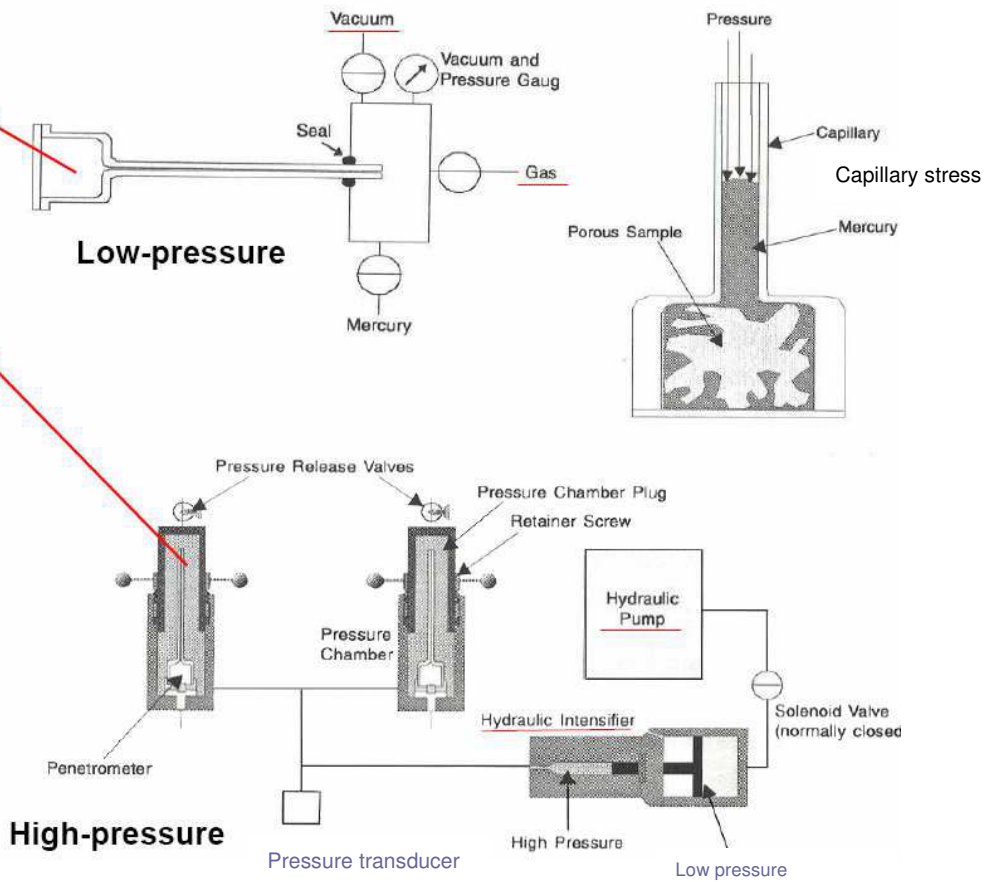


Figure VI. Schéma de principe du dispositif de porosimétrie au mercure

Annexe 3- Détermination de la courbe de rétention d'un matériau : méthode osmotique

La courbe de rétention donne la relation entre la succion, la teneur en eau et/ou le degré de saturation d'un matériau. Ici, la méthode d'imposition de la succion osmotique est employée pour sa détermination. Cette méthode est valable, dans l'état actuel de son utilisation, dans l'intervalle de succion de 0 à 8 500 kPa. Elle peut être appliquée en chemin de drainage ou en chemin d'humidification. Cette méthode permet d'imposer la succion matricielle du matériau testé.

1. DEFINITIONS –TERMINOLOGIE

1.1. Généralités

La succion est définie en général comme la différence de pression entre l'air et l'eau, qui se traduit par une remontée d'eau dans un tube capillaire dont une extrémité est plongée dans l'eau. Cette pression négative (l'eau est sous tension) dans un tube capillaire cylindrique s'exprime par la loi de Laplace :

$$u_a - u_w = \frac{2T \cos \theta}{r} \quad (II)$$

où :

u_a et u_w sont respectivement la pression d'air et de l'eau (kPa) ;

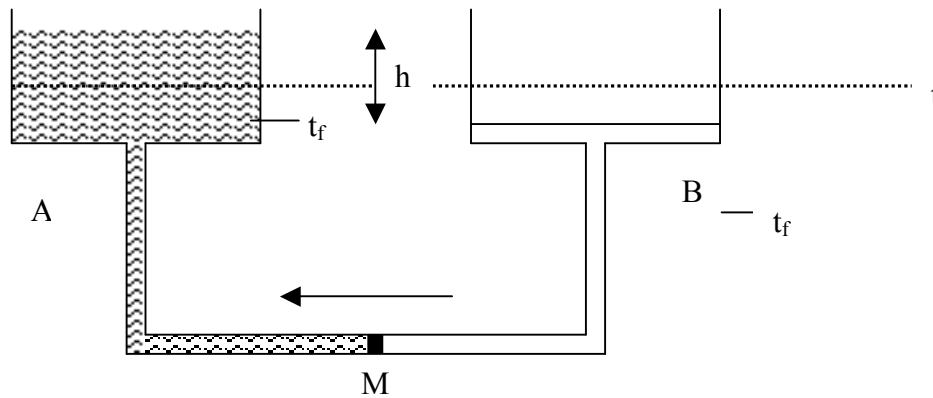
T est la tension de la surface eau-air ($7,3 \cdot 10^{-5}$ kN/m pour l'eau) ;

r est le rayon du tube (m) ;

θ est l'angle de raccordement ménisque d'eau/paroi.

1.2. Principe de la méthode osmotique

La technique d'imposition de la succion repose sur le principe osmotique exposé sur la figure VII.



A : récipient de solution osmotique
 B : récipient d'eau pure
 M : membrane semi-perméable

Figure VII : Principe de la méthode osmotique

Le récipient A contient une solution de macromolécules préparée à une concentration donnée. En M est placée une membrane semi-perméable qui prévient le passage des macromolécules de A vers B. À l'instant t_0 , le niveau de part et d'autre de M est identique. Par osmose les molécules d'eau tendent à pénétrer dans A, faisant ainsi monter le niveau de ce réservoir. Ce phénomène continue jusqu'à l'équilibre qui est atteint à l'instant t_f . Il y a alors une différence de potentiel h , exprimée en m d'eau, de part et d'autre de M.

La macromolécule utilisée dans l'application présentée dans cette procédure est le polyéthylèneglycol (noté par la suite PEG) avec un poids moléculaire de 20 000 ou 6 000 Da* ($1,6605 \cdot 10^{-24}$ g).

La valeur de la succion dépend directement de la concentration en macromolécules. La relation entre la concentration et la succion imposée est donnée sur la figure VIII. En pratique, on utilisera une relation empirique (équation III). Il est important de noter que l'étalonnage est indépendant du poids moléculaire du PEG tout en sachant que le PEG 20 000 ne peut être utilisé qu'entre 0 et 1,2 MPa et le PEG 6 000 entre 0 et 8,5 MPa.

$$s = 11c^2 \quad \text{(III)}$$

avec la s = succion en MPa, c la concentration de la solution osmotique exprimée en g de PEG par g d'eau.

L'ensemble de ces informations est valable uniquement pour une température de $20 \pm 0.15^\circ\text{C}$.

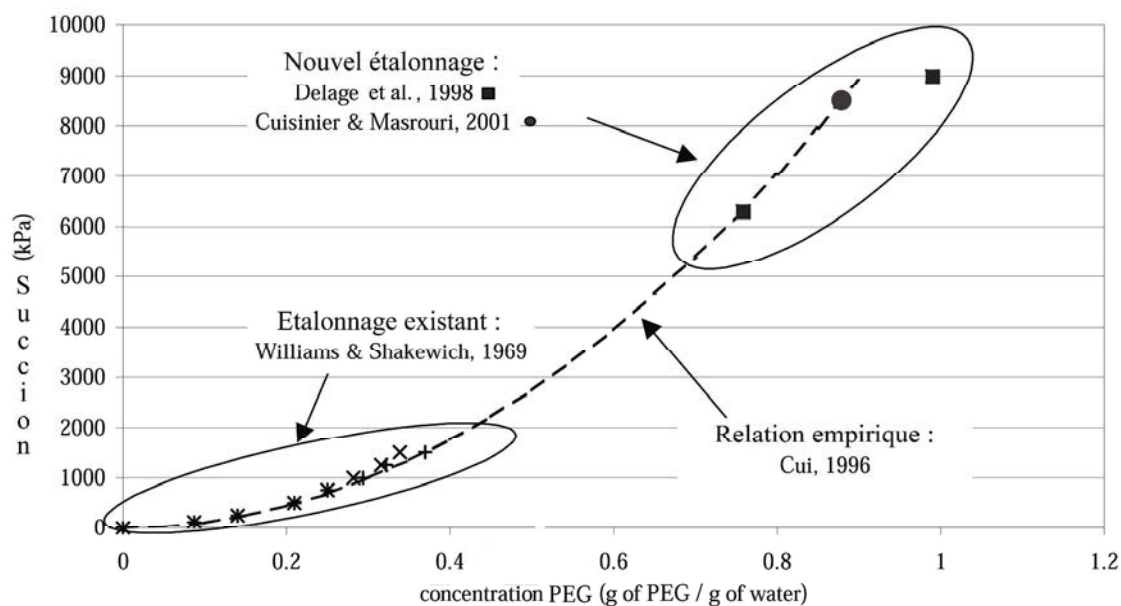


Figure VIII : Courbe d'étalonnage du PEG

2. SPECIFICATIONS TECHNIQUES

2.1. Appareillage et produits

- PEG 20 000 ou 6 000, sous forme de cristaux (qualité « pour analyse »).
- Eau déminéralisée et distillée.
- Membrane semi-perméable du type Spectra/Por n°4, dont le seuil de coupure est de 12-14 000 Da, dans le cas du PEG 20 000 et de type Spectra/Por n°3, dont le seuil de coupure est de 3 500 Da, dans le cas du PEG 6 000.
- Balances dont les portées sont compatibles avec les masses à peser et permettant de faire les pesées avec une incertitude relative de 0,1 % de la valeur mesurée.
- Un dessiccateur de contenance adapté au volume de la solution de PEG 20 000.
- Un agitateur magnétique.
- Un réfractomètre à compensation automatique type ATC-1.
- Pénicilline (G-Diamant) 1 000 000 UI. Dose injectable diluée à 5 ml d'eau distillée.
- Des récipients en matériau non altérable à l'humidité et à la chaleur, adaptés au volume des échantillons faisant l'objet de cette préparation.
- Pincettes Spectra/Por Closures adaptées au diamètre de la membrane.

3. MODE OPERATOIRE

La solution de PEG se prépare avec des concentrations différentes afin d'imposer des succions différentes dans un intervalle allant de 0 à 8 500 kPa. Les poids de l'eau et du PEG, correspondant à la succion voulue, sont définis. Après la préparation, la concentration de la solution obtenue est vérifiée à l'aide d'un réfractomètre.

La pression osmotique est fortement influencée par la variation de la température. Les essais sont donc réalisés dans une salle climatisée à température contrôlée ($20^{\circ} \pm 1,5^{\circ}\text{C}$).

3.1. Préparation des solutions osmotiques

Il est nécessaire d'utiliser uniquement des ustensiles et récipients rincés préalablement à l'eau distillée puis séchés.

La préparation de solution osmotique nécessite l'utilisation d'eau distillée.

Il est préférable d'utiliser du PEG 6 000 à la place du PEG 20 000, ce qui permet l'obtention de solutions beaucoup plus fluides.

Les étapes de préparation sont les suivantes :

- Préparer la quantité d'eau adéquate et l'introduire dans un récipient dont le volume est au moins le double du volume d'eau.
- Préparer la masse de PEG nécessaire (fig. 2).
- Mettre l'eau en agitation à l'aide d'un agitateur magnétique.
- Introduire dans l'eau une quantité suffisante d'antibiotique (0,5 ml par litre de solution) pour prévenir la dégradation bactérienne de la membrane et des macromolécules.
- Introduire le PEG progressivement dans la solution en agitation. Avant de procéder à un nouvel ajout de PEG attendre la complète dissolution des cristaux déjà introduits.
- Entre deux ajouts de PEG, il est nécessaire de recouvrir le récipient à l'aide d'un film plastique de manière à limiter l'évaporation.
- Interrompre l'agitation lorsque tous les cristaux ont été dissous.
- Attendre 48 h avant utilisation de la solution de manière à ce qu'elle s'homogénéise en maintenant éventuellement l'agitation.
- Stocker la solution préparée avant son utilisation directement dans les bouteilles servant de réservoir et de placer celles-ci dans un bain thermostaté à la température de 20 °C.

Il est indispensable de contrôler la concentration de la solution avant et après son utilisation. Cela doit être fait à l'aide d'un réfractomètre qui permet de mesurer le "Brix" d'une solution, c'est à dire l'indice de réfraction de la solution. Ce "Brix" est directement relié à la concentration de la solution par l'équation IV.

$$c = \frac{\frac{\text{Brix}}{90}}{1 - \frac{\text{Brix}}{90}} \quad (\text{IV})$$

avec c la concentration de la solution exprimée en g de PEG par litre d'eau et "Brix" le degré de réfraction exprimé en %. Cette relation est indépendante du type de PEG employé.

Pour déterminer le "Brix" il faut déposer une goutte de solution sur le prisme du réfractomètre et lire la valeur de l'indice de réfraction. Il est préférable de faire au moins deux prélèvements par solution préparée en prenant soin de bien agiter avant de faire le prélèvement. Avant et après chaque mesure, le prisme du réfractomètre doit être nettoyé à l'eau distillé et essuyé à l'aide d'un chiffon doux pour ne pas le rayer.

3.2. Préparation des échantillons de matériau

Le diamètre interne des membranes est de 3,5 cm. Il ne faut donc pas utiliser d'échantillon de matériau dont la plus grande dimension est supérieure à 3 cm afin de laisser une marge de manœuvre, notamment pour l'introduction de l'échantillon dans la membrane.

Les échantillons de matériau sont, soit issus de morceaux réalisés sur une carotte ou *in situ*, soit préparés artificiellement au laboratoire par compactage (cf. MS2-02, MS2-07, MS2-08).

Leur teneur en eau initiale ainsi que leur densité (cf : MS1-01 et MS1-15) sont connues.

3.3. Préparation des membranes

Les membranes se présentent sous la forme d'un rouleau continu, la membrane étant un cylindre. Il faut réaliser successivement les opérations suivantes pour chaque point de la courbe de rétention :

- 1- découper environ 10 cm de membrane ;
- 2- humidifier tous les tronçons destinés à une étude dans de l'eau distillée pendant 10 minutes environ ;
- 3- retirer les membranes du bain et les ouvrir les sections inférieure et supérieure du cylindre ;
- 4- tamponner à l'aide d'un papier doux l'excès d'eau ;
- 5- les membranes sont prêtes à être utilisées.

Il est préférable d'effectuer cette opération de préparation juste avant de commencer l'essai proprement dit.

4. CONDUITE DE L'ESSAI

Il est nécessaire d'adapter le nombre de point d'essai en fonction de la nature du matériau et de la gamme de succion étudiée. Il est nécessaire de préparer trois éprouvettes de matériau pour déterminer un point de la courbe de rétention : un pour la mesure de teneur en eau, un pour la mesure de densité et un en réserve.

Les échantillons de matériau, pour un point donné, sont introduits chacun dans une membrane préparée comme indiqué précédemment, puis les deux extrémités de la membrane sont hermétiquement fermés à l'aide d'une pince. La partie contenant le matériau est ensuite plongée dans la solution à une concentration connue. Les échantillons préparés pour une succion donnée peuvent être introduit dans le même récipient de solution.

Une fois l'ensemble membrane plus éprouvette plongé dans la solution, le récipient est hermétiquement clos et laissé au repos à l'abri de la lumière. La température est maintenue constante à $20^{\circ} \pm 1,5^{\circ}\text{C}$.

Pour un matériau homogène, il est possible de préparer plusieurs échantillons à des états initiaux identiques et de les insérer séparément dans des solutions à différentes

concentrations. Ceci permet de limiter le temps nécessaire à l'obtention de l'ensemble des points.

Il est nécessaire d'atteindre l'équilibre hydrique avant de retirer l'éprouvette de la membrane. Le délai maximal est de 10 jours observé dans le cas d'un matériau gonflant peu perméable. Ceci est donc le délai maximal à considérer.

Une fois que l'équilibre est considéré atteint, il faut :

- contrôler le degré Brix de la solution et calculer la succion correspondante : c'est cette valeur qui sera utilisée dans le traitement des données et l'élaboration de la courbe de rétention ;

- retirer l'ensemble matériau et membrane de la solution osmotique ;

- éponger le surplus de solution osmotique sur l'extérieur de la membrane ;

ouvrir dans le sens de la longueur la membrane à l'aide d'un cutter ou de ciseaux ;

un des morceaux doit être employé pour une mesure de teneur en eau (MS1-01) et un autre pour la mesure de densité (MS1-15).

Si le matériau est hétérogène ou s'il est difficile de préparer des échantillons identiques, un même échantillon pourra subir la totalité de la gamme de succions nécessaire, en passant successivement dans des solutions de concentrations différentes. Dans ce cas, il est nécessaire de prévoir suffisamment d'éprouvettes pour pouvoir à chaque étape faire une mesure de la densité.

5. DEPOUILLEMENT DES MESURES ET PROCES-VERBAL DE L'ESSAI

Le rapport d'essai doit faire apparaître les informations suivantes :

- l'identification du dossier ;

- la référence précise de l'échantillon étudié et éventuellement une identification sommaire ;

- la référence au mode opératoire suivi ;

- les paramètres d'état initial des échantillons (teneur en eau et poids volumique).

Les données sont exploitées de la manière suivante :

- teneur en eau massique en fonction de la succion appliquée ;

- teneur en eau massique en fonction du degré de saturation ;

- degré de saturation en fonction de la succion ;

- succion en fonction de l'indice des vides du matériau.

Annexe 4- Détermination de la courbe de rétention d'un matériau : méthode par solutions salines

La courbe de rétention donne la relation entre la succion, la teneur en eau et/ou le degré de saturation d'un matériau. Ici, la méthode d'imposition de la succion par une solution saline est employée pour sa détermination. Cette méthode est valable, dans l'état actuel de son utilisation, dans l'intervalle de succion compris entre quelques MPa et plusieurs centaines de MPa. Elle peut être appliquée en chemin de drainage ou en chemin d'humidification. Cette méthode permet d'imposer la succion totale du matériau testé.

1. DEFINITIONS –TERMINOLOGIE

1.1. Généralités

La succion est définie en général comme la différence de pression entre l'air et l'eau, qui se traduit par une remontée d'eau dans un tube capillaire dont une extrémité est plongée dans l'eau. Cette pression négative (l'eau est sous tension) dans un tube capillaire cylindrique s'exprime par la loi de Laplace :

$$u_a - u_w = \frac{2T \cos \theta}{r} \quad (V)$$

où :

- u_a et u_w sont respectivement la pression d'air et de l'eau (kPa) ;
- T est la tension de la surface eau-air ($7,3 \cdot 10^{-5}$ kN/m pour l'eau) ;
- r est le rayon du tube (m) ;
- θ est l'angle de raccordement ménisque d'eau/paroi.

1.2. Principe de la méthode d'imposition de la succion par solutions salines

Au cours de l'essai, la succion de l'éprouvette de matériau testée est imposée par une solution saline saturée. Cette solution saline maintient l'humidité relative de l'air au contact de l'éprouvette à une valeur constante. L'humidité relative est reliée à la succion par la loi de Kelvin (équation VI).

$$s = \frac{RT}{Mg\gamma_w} \ln(Hr) \quad (VI)$$

avec γ_w le poids volumique de l'eau (10 kN.m^{-3}), g l'accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m.s}^{-2}$), M la masse molaire de l'eau ($18 \cdot 10^{-3} \text{ kg.mol}^{-1}$), T la température absolue (K) et R la constante des gaz parfaits ($8,31 \text{ J.mol}^{-1}.\text{K}^{-1}$).

Différentes humidités relatives peuvent être obtenues en utilisant différentes solutions salines. Le tableau II regroupe les informations concernant les solutions salines recommandées pour maintenir la succion d'une éprouvette de matériau constante. Le tableau III donne les succions correspondantes calculées à partir de l'équation VI. Il est important de noter l'importance de la température sur les valeurs d'humidité relative. Ces valeurs sont issues de la norme ISO 483.

Dans les tableaux II et III, les solutions notées avec un astérisque correspondent aux solutions les moins sensibles à des variations de température.

Tableau II. Humidité relative de différents sels en fonction de la température (d'après la norme ISO 483)

Solution saturée	Humidité relative									
	5°C	10°C	15°C	20°C	25°C	30°C	35°C	40°C	50°C	60°C
KOH	14	13	10	9	8	7	6	6	6	-
LiCl, xH ₂ O*	12	12	12	12	12	11	11	11	11	11
MgCl ₂ , 6H ₂ O*	34	34	34	33	33	33	32	32	31	30
K ₂ CO ₃ , 2H ₂ O	46	45	44	44	43	42	41	40	38	36
Mg(NO ₃) ₂ , 6H ₂ O*	58	57	56	54	53	51	50	48	46	43
Na ₂ Cr ₂ O ₇ , 2H ₂ O	59	58	56	55	54	52	51	50	47	-
NH ₄ NO ₃	-	73	69	65	62	59	55	53	47	42
NaNO ₂	-	-	-	66	64	63	62	61	60	58
NaCl*	75	75	75	75	75	75	75	75	75	75
(NH ₄) ₂ SO ₄	82	82	81	81	80	80	80	79	79	-
KCl*	88	87	86	86	85	84	84	83	81	80
KNO ₃	97	96	95	94	93	91	89	88	85	82

Tableau III. Succions calculées à partir du tableau II et de l'équation VI

Solution saturée	Succion imposée (MPa)									
	5°C	10°C	15°C	20°C	25°C	30°C	35°C	40°C	50°C	60°C
KOH	257,2	271,7	312,1	332,0	354,2	379,2	407,8	414,4	427,7	-
LiCl, xH ₂ O*	277,4	282,4	287,4	292,4	297,3	314,7	319,9	325,1	335,5	345,9
MgCl ₂ , 6H ₂ O*	141,1	143,7	146,2	152,9	155,5	158,1	165,2	167,8	178,0	188,7
K ₂ CO ₃ , 2H ₂ O	101,6	106,3	111,3	113,2	118,4	123,7	129,2	135,0	147,1	160,1
Mg(NO ₃) ₂ , 6H ₂ O*	71,3	74,9	78,6	85,0	89,0	96,0	100,5	108,1	118,0	132,3
Na ₂ Cr ₂ O ₇ , 2H ₂ O	69,0	72,5	78,6	82,4	86,4	93,2	97,6	102,1	114,8	-
NH ₄ NO ₃	-	41,9	50,3	59,4	67,0	75,2	86,7	93,5	114,8	135,9
NaNO ₂	-	-	-	57,3	62,6	65,9	69,3	72,8	77,6	85,4
NaCl*	37,6	38,3	39,0	39,7	40,3	41,0	41,7	42,4	43,7	45,1
(NH ₄) ₂ SO ₄	26,0	26,4	28,6	29,1	31,3	31,8	32,3	34,7	35,8	-
KCl*	16,7	18,5	20,4	20,8	22,8	24,9	25,3	27,4	32,0	35,0
KNO ₃	4,0	5,4	7,0	8,5	10,2	13,4	16,9	18,8	24,7	31,1

2. Appareillages

- Solution saline (les sels utilisés doivent être de qualité « pour analyse »).
- Eau déminéralisée et distillée.

- dessiccateur permettant de contenir environ un litre de solution saline et de disposer au-dessus de la solution saline des éprouvettes de matériau.

- Balances dont les portées sont compatibles avec les masses à peser et permettant de faire les pesées avec une incertitude relative de 0,1 % de la valeur mesurée.

- Un agitateur magnétique.

- Des récipients en matériau non altérable à l'humidité et à la chaleur, adaptés au volume des échantillons faisant l'objet de cette préparation.

3. Mode opératoire

3.1. Préparation des solutions salines

La technique de préparation des solutions salines saturées exposées ici est conforme à la norme NF X 15-119.

Il est nécessaire d'utiliser uniquement des ustensiles et récipients rincés préalablement à l'eau distillée puis séchés. Les récipients à solutions salines des deux types d'appareils sont prévus pour contenir 1 L de solution.

Le tableau IV contient la concentration à saturation des principales solutions salines utilisées pour ce type d'essai. Dans ce tableau les données sont exprimées en g de sel par volume de solvant.

Tableau IV. Solubilité des principaux sels utilisés¹

Sel	Solubilité à 20 °C g.L ⁻¹
LiCl, xH ₂ O*	827
MgCl ₂ , 6H ₂ O*	1670
Mg(NO ₃) ₂ , 6H ₂ O*	1250
Na ₂ Cr ₂ O ₇ , 2H ₂ O	1809
NH ₄ NO ₃	1899
NaCl*	360
KCl*	341
KNO ₃ *	320

La solution saline est réalisée par adjonction progressive de sel dans un volume d'eau prédéterminé maintenu en agitation. La saturation de la solution est assurée quand un dépôt de sel non-dissous est visible au fond du récipient après un jour de repos.

¹ LIDE, D.R. (eds), 2002. *Handbook of chemistry and physics*. 82^{ème} édition, CRC press. ISBN : 0-8493-0482-2. pp. 8.108 – 8.116 et 15.25 – 15 – 26.

La dissolution de sel peut provoquer un dégagement de chaleur, parfois très important (LiCl), et il est donc nécessaire dans ces cas d'introduire le sel par petite quantité et d'espacer les ajouts de sels de manière à laisser la solution en cours de préparation se refroidir.

Après la préparation, il faut attendre un minimum de 48 h avant utilisation en remuant régulièrement pour assurer l'homogénéité de la solution. Il faut s'assurer que du sel non dissous est présent dans la solution avant son utilisation.

3.2. Préparation des échantillons de matériau

Les échantillons de matériau sont soit issu de morceaux réalisés sur une carotte ou *in situ*, soit préparé artificiellement au laboratoire par compactage (cf. MS2-02, MS2-07, MS2-08).

Leur teneur en eau initiale et leur densité (cf : MS1-01 et MS1-15) sont connues.

4. CONDUITE DE L'ESSAI

Il est nécessaire d'adapter le nombre de point d'essai en fonction de la nature du matériau et de la gamme de succion étudiée. Il est nécessaire de préparer trois éprouvettes de matériau pour déterminer un point de la courbe de rétention : un pour la mesure de teneur en eau, un pour la mesure de densité et un en réserve.

Pour chaque point une solution saline différente est préparée. La solution saline est introduite dans le dessiccateur puis laissée au repos le temps que la température et l'humidité à l'intérieur se stabilise.

Après leur préparation, les éprouvettes de matériau sont introduites dans le dessiccateur qui est refermé ensuite. La température est ensuite maintenue constante à $20^{\circ} \pm 1,5^{\circ}\text{C}$.

Le suivi des échanges hydriques peut être fait en suivant la variation de masse de l'éprouvette au cours du temps. Pour cela il est nécessaire d'extraire l'éprouvette du dessiccateur et de la peser sur une balance puis de la réintroduire dans le dessiccateur. La variation de masse est notée en fonction du temps depuis l'introduction dans le dessiccateur. Pour que ce type de mesure soit valide, il faut éviter la perte de matière solide de l'éprouvette lors de manipulation, en particulier par un effritement progressif. Le temps nécessaire pour atteindre l'équilibre dépend fortement du matériau testé.

Pour déterminer la courbe de rétention complète d'un matériau, il est possible de :

- préparer quelques éprouvettes de matériau et de les introduire successivement dans différents dessiccateur imposant chacun une succion différente. À chaque étape une éprouvette est retirée pour la mesure de densité, la variation de masse pour chaque palier servant à déterminer la teneur en eau à chaque étape ;
- introduire simultanément différentes éprouvettes dans plusieurs dessiccateur imposant chacun une succion différente.

La première solution demande un temps d'essai très long, plusieurs mois, pour obtenir une courbe de rétention complète tandis que la deuxième approche permet d'obtenir la courbe de rétention en un mois environ. Il est important de noter que la technique de séchage influence significativement les résultats, le choix de la technique retenue doit donc être fait en fonction des objectifs de l'étude. De plus la deuxième solution ne peut pas être utilisée pour déterminer un chemin complet de dessiccation-humidification, ce qui limite son utilisation.

Une fois que l'équilibre hydrique est considéré atteint, il faut, pour chaque dessiccateur :

- vérifier la présence de sel non dissous dans le fond du dessiccateur, ce qui permet d'assurer que la succion imposée correspond bien à celle calculée (cf. tableau III). Dans le cas contraire, ce point de la courbe de rétention doit être recommencé ;
- faire une mesure de teneur en eau (MS1-01) ;
- déterminer la densité (MS1-15).

5. DEPOUILLEMENT DES MESURES ET Procès-verbal DE L'ESSAI

Le rapport d'essai doit faire apparaître les informations suivantes :

- l'identification du dossier ;
- la référence précise de l'échantillon étudié et éventuellement une identification sommaire ;
- la référence au mode opératoire suivi ;
- les paramètres d'état initial des échantillons (teneur en eau et poids volumique).

Les données sont exploitées de la manière suivante :

- teneur en eau massique en fonction de la succion appliquée ;
- teneur en eau massique en fonction du degré de saturation ;
- degré de saturation en fonction de la succion ;
- succion en fonction de l'indice des vides du matériau.

AUTORISATION DE SOUTENANCE DE THESE
DU DOCTORAT DE L'INSTITUT NATIONAL
POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

o0o

VU LES RAPPORTS ETABLIS PAR :

Monsieur Pierre DELAGE, Professeur, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, CERMES, Marne-la-Vallée

Monsieur Jean-Marie FLEUREAU, Professeur, Ecole Centrale de Paris, Châtenay-Malabry

Le Président de l'Institut National Polytechnique de Lorraine, autorise :

Monsieur NOWAMOOZ Hossein

à soutenir devant un jury de l'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE,
une thèse intitulée :

"Retrait/gonflement des sols argileux compactés et naturels"

en vue de l'obtention du titre de :

DOCTEUR DE L'INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE LORRAINE

Spécialité : « Génie civil - hydrosystèmes - géotechnique »

Fait à Vandoeuvre, le 06 décembre 2007

Le Président de l'I.N.P.L.,

F. LAURENT



NANCY BRABOIS
2, AVENUE DE LA
FORET-DE-HAYE
BOITE POSTALE 3
F - 54501
VANOEUVRE CEDEX