

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE



Ecole Nationale des Travaux Publics

DÉPARTEMENT POST-GRADUATION ET RECHERCHE

Mémoire présenté par :

RAMDANE Ismail

Ingénieur d'état en travaux publics

Pour l'obtention du titre de :

Magister en Génie Civil

Analyse de la cinétique de gonflement d'un sol
en fonction de la disponibilité de l'eau d'hydratation :
Influence du mode d'hydratation sur le gonflement

Soutenu le 08/07/2007
devant le jury composé de :

ZERZOUR A.	M.C. /ENTP	Président
ATTAR A.	M.C. /U. Blida	Examineur
MERDOUD M.	Dr. /ENTP	Examinatrice
DERRICHE Z.	Prof. /ENTP	Directrice du mémoire
BENTATA B.	PDG du LNHC	Invité

JUILLET 2007

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier tout d'abord Dieu qui m'a donné la santé, le courage et la patience pour mener à bien ce modeste travail:

Ma profonde gratitude s'adresse tout particulièrement à ma Directrice de thèse, Mme. **DERRICHE** Zohra, qui m'a accordé sa confiance en 2003 dans ma thèse d'ingénieur et qui me l'a réitérée dans le cadre de l'élaboration du présent travail. Tout en suivant de près ma démarche scientifique, elle m'a fait partager son expérience enrichissante dans le domaine de la mécanique des sols non saturés et m'a prodigué de précieux conseils et encouragements pour mener à bien ce travail:

Je tiens à remercier très vivement et respectueusement Monsieur **ZERZOUR** Ali, Naître de Conférences, directeur de l'Ecole Nationale des Travaux Publics, qui m'a fait l'honneur de présider le jury d'évaluation de ma thèse.

Je présente également mes remerciements les plus chaleureux à Monsieur **ATTAR** Ahmed, Naître de Conférences à l'Université de Blida et Madame **MERDOUD** Meriem, Docteur à l'ENTP, qui ont accepté d'examiner ce mémoire.

Ce travail doit également beaucoup aux discussions fructueuses que j'ai pu avoir avec un certain nombre de personnes : je citerai, en particulier, Monsieur Mourad **YAHIA-AISSA**, ancien élève de l'Ecole, Docteur à Terrasol (France) et Monsieur Pierre **MOUROUX**, expert géotechnicien au BRGM (France), qui m'ont fait bénéficier de leur connaissances et de leur expérience dans le domaine expérimental et celui du phénomène de gonflement des sols.

DÉDICACES

A ma chère mère

A mon cher père

A ma fiancée

A mes sœurs et frères

A toute ma grande et petite famille

A tous mes amis et collègues

A tous ceux qui m'ont aidé et encouragé

Résumé

On dénombre plusieurs méthodes pour la détermination des paramètres de gonflement des sols à l'**œdomètre**. Toutes ces méthodes procèdent par inondation directe pour hydrater l'échantillon testé. Il existe une **évidence** expérimentale, bien admise de nos jours, qui certifie que le comportement au gonflement des sols **dépend étroitement** du chemin de contraintes suivi pour le mesurer.

Dans cette étude, on est parvenu à démontrer que cette dépendance du chemin de contraintes peut s'exprimer aussi dans le mode d'hydratation du sol qui gonfle. On a démontré expérimentalement qu'un sol hydraté d'une **manière** brusque gonflera différemment que **lorsqu'il** est hydraté d'une manière progressive. Ce résultat suggère que la cinétique de gonflement d'un sol dépend de la disponibilité de **l'eau** dans le sol. En d'autres termes le gonflement du sol est d'autant plus important que la vitesse **d'arrivée** d'eau au sol est grande.

Le programme expérimental, réalisé dans le cadre de cette **étude** a consisté, dans le principe, en la mesure des caractéristiques de gonflement du sol suivant le protocole normalisé mais en hydratant les échantillons de sol avec des quantités d'eau variables répétées à chaque fois que la stabilisation des déformations est observée.

Un dispositif expérimental pour le contrôle minutieux de l'hydratation de l'échantillon, totalement conçu et **réalisé** par l'auteur dans le laboratoire de Géotechnique de **l'E.N.T.P.**, a **été** utilisé dans cette étude pour contrôler l'hydratation des **éprouvettes testées**. Les **paramètres** de gonflement obtenus par l'essai conventionnel sont **utilisés** comme base de comparaison pour interpréter les résultats **intéressants** obtenus dans cette étude. Enfin des recommandations pour des investigations futures à même de mieux appréhender et quantifier l'effet du chemin hydrique sur les paramètres de gonflement des sols sont proposées.

Mots **clés** : gonflement, cinétique, hydratation, inondation, petites quantités d'eau.

Abstract

There are **several** methods used for determining the swelling parameters of **soils** in the oedometer apparatus. **All these** methods proceed by abrupt flooding to hydrate the sample tested. There **is** nowadays an experimental evidence, which certifies that **soil** swelling parameters **depend** closely on the stress path followed to measure them.

In this study, it **is shown** that this dependence to the stress path can be **also** expressed in the mode of hydrating the ground which swells. We show that **soil** hydrated in an abrupt flooding swells differently when it is hydrated in a progressive manner. This important result suggests that swelling kinetics of a **soil depends** on the availability of water in the soil. In other words, the swell is more important as the rate of water **arrival** to the **soil** is high.

The experimental **program, carried** out in this study, addresses the measurement of the swelling characteristics of soils following the conventional protocol but by hydrating the samples with repeated variable quantities of water, incremented each time the swell deformation stabilizes.

An experimental **device** for the fine control of the samples hydration **was completely** designed and **constructed** by the **author** in the Geotechnical **Laboratory** of the **school "E.N.T.P"**. **It is** used in this study to control the hydration of the samples tested. The swell parameters obtained through the conventional test are used as a comparing reference to interpret the interesting results obtained. **Finally** recommendations for future investigations, which **would**, to the **author's** opinion, better apprehend and quantify the effect of the hydrous stress path on the parameters responsible of ground heaving, are proposed.

Key words: swelling, kinetic, hydration, flooding, variable water quantities.

ملخص

توجد عدة طرق لقياس خصائص التربة الانتفاخية بواسطة جهاز الاومتر كل هذه الطرق تعتمد على سكب الماء مباشرة لتشميخ العينة. توجد نتيجة تجريبية متفق عليها، تبين أن سلوك التربة في الانتفاخ مرتبط بمسار الإجهاد المتبع لقياسه.

تتناول هذه الدراسة البرهان على أن الارتباط بمسار الإجهاد، يمكن أن يتجسد أيضا في طريقة إعطاء الماء لعينة من تربة قابلة للانتفاخ ، هذه النتيجة تبين أن حركة الانتفاخ مرتبطة بالكمية التي تتفاعل مع التربة، أي بعبارة أخرى يكون انتفاخ التربة معتبرا كلما زادت سرعة وصول الماء إلى التربة.

البرنامج التجريبي المجدد في إطار هذه الدراسة يعتمد على قياس خصائص التربة القابلة للانتفاخ باستعمال الطرق المعمول بها عادة لكن عملية تشميخ التربة تكون بإعطاء الماء بكميات قليلة مختلفة كلما لوحظ استقرار في الانتفاخ.

للقيام بهذا البرنامج التجريبي أنجز جهاز تجريبي من طرف الطالب بالمخبر الجيوتقني للمدرسة استعمل في هذه الدراسة لمراقبة دقيقة لزيادة الماء للعينات المجربة. خصائص الانتفاخ المحصل عليها من الطريقة الكلاسيكية استعملت كأساس للمقارنة لتفسير النتائج الهامة التي أفرزتها هذه الدراسة. في النهاية نقترح توجيهات لطرق تجريبية مستحدثة توضح و تقدر أثر مسار الإجهاد على خصائص انتفاخ التربة.

كلمات مفتاح : انتفاخ، حركة، تشميخ، كميات ماء مختلفة.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE

I. Objectifs de l'étude	page 1
II. Organisation du mémoire	page 2

CHAPITRE II : STRUCTURE DES ARGILES

I. Introduction.....	page 3
II. Composition des sols.....	page 4
II.1 Grains solides.....	page 4
II.1.1 Fraction des éléments grenus (sable et limon)	page 4
1112 Fraction des argiles	page 4
112 Phase liquide.....	page 4
113 Phase gazeuse.....	page 5
III. Minéralogie des argiles.....	page 5
III.1 Les Kaolinites	page 6
112 Les illites.....	page 6
113 Les Smectites ou Montmorillonites	page 6
IV. Structuration des argiles.....	page 6
IV.1 Le feuillet.....	page 7
IV.2 La particule.....	page 7
IV.3 L'agrégat	page 8
V. Conclusion	page 10

CHAPITRE III : INTERACTIONS DES PARTICULES ARGILEUSES AVEC L'EAU

I. Introduction.....	page 11
II. L'eau dans le sol.....	page 12
III. Microstructure des sols non saturés.....	page 13
III.1 Phénomène de capillarité dans le sol	page 13
IV. Succion dans les sols.....	page 17
IV.1 Définition et historique.....	page 17
IV.2 Composantes de la succion	page 18
IV.3 Courbes de rétention de l' eau dans le sol	page 19
IV.3.1 Généralités	page 19
IV.3.2 Courbe de rétention d'eau d'un sol argileux.....	page 20
IV.3.3 Méthodes de mesure de la succion.....	page 23
a) Méthode du tensiomètre à eau.....	page 23
b) Méthode du psychromètre.....	page 24
c) Méthode du papier filtre	page 24
V. Conclusion	page 26

CHAPITRE IV : ANALYSE DU MECANISME DE GONFLEMENT DES SOLS

I. Introduction.....	page 27
II. Texture des sols compactés	page 28
III. Gonflement des sols compactés	page 28
IV. Mécanisme de gonflement des particules argileuses.....	page 30
IV.1 Gonflement au sens physico-chimique.....	page 30

IV.1.1 Hydratation des espaces interfoliaires.....	page 30
IV.1.2 Répulsion entre les particules	page 31
IV.2 Gonflement au sens mécanique.....	page 32
V. Evolution de la structure des argiles en fonction de différentes sollicitations	page 33
V.1 Influence d'une sollicitation hydrique : Humidification	page 33
V.2 Influence d'une sollicitation hydrique : Dessiccation.....	page 34
V.3 Influence d'une sollicitation mécanique.....	page 34
VI. Conclusion	page 35

CHAPITRE V : METHODES DE DÉTERMINATION DES PARAMETRES DE GONFLEMENT

I. Introduction.....	page 36
II. Paramètres de gonflement des sols	page 37
II.1 Potentiel de gonflement.....	page 37
112 Pression de gonflement.....	page 37
113 Pourcentage ou taux de gonflement.....	page 37
III. Mesure des paramètres de gonflement.....	page 39
III.1 Méthodes de gonflement sous charge constante	page 39
III.1.1 Méthode de gonflement libre (ASTM D 4546-95)	page 39
111.12 Méthode du double œdomètre de Jennings	page 40
111.13 Méthode de gonflement sous charges constantes.....	page 42
111.14 Méthode directe (Texas) (Jennings. 1969)	page 43
112 Méthodes de gonflement à volume constant.....	page 44
112.1 Méthode de gonflement à volume constant (ASTM D 4546-95)	page 44
112.2 Méthode de Sullivan et McClelland (1969)	page 45
113 Comparaison entre les diverses méthodes de mesure du gonflement.....	page 45
IV. Chemins de contraintes hydriques dans les sols gonflants.....	page 49
IV.1 Compressibilité hydrique des matériaux gonflants.....	page 49
IV.2 Influence des cycles de succion sur le gonflement	page 50
V. Conclusion	page 51

CHAPITRE VI : FACTEURS QUI AFFECTENT LE GONFLEMENT -

I. Introduction.....	page 52
II. Influence des différents facteurs sur le gonflement	page 53
II. Facteurs liés aux conditions initiales du sol.....	page 53
II.1 Influence de la composition minéralogique du matériau.....	page 53
112 Influence de la teneur en eau initiale	page 53
113 Influence du poids volumique sec initial et de la contrainte appliquée	page 54
114 Influence de la succion initiale et du mode de compactage.....	page 55
III. Facteurs liés à l'environnement	page 56
III.1 Facteurs climatiques.....	page 56
112 Epaisseur de la couche active	page 58
113 Profils de la succion dans le sol.....	page 58
IV. Facteurs liés aux modes de chargement hydrique.....	page 59
IV.1 Imbibition du sol à différentes quantités d'eau (Chen , 1975).....	page 59
IV.2 Gonflement à succion contrôlée.....	page 60

IV.3 Hydratation à teneur en eau contrôlée (Osman et Sharief, 1987)	page 61
IV.4 Hydratation à des cadences contrôlées	page 62
IV.5 Discussion des méthodes et résultats	page 63
III. Conclusion	page 64

CHAPITRE VII : TECHNIQUES EXPERIMENTALES ET VALIDATION DES DISPOSITIFS D'ESSAI

I. Introduction	page 65
II. Matériels et procédures proposées pour les essais de gonflement libre .	page 66
II.1 Dispositif d'humectation à cadence contrôlée.....	page 66
II.2 Description de la procédure d'essai.....	page 67
III. Essai de détermination de la courbe caractéristique	page 68
III.1 Préparation des échantillons	page 69
III.2 Courbe d'étalonnage du papier filtre utilisé.....	page 69
III.3 Procédure d'essai	page 69
IV. Conclusion	page 71

CHAPITRE VIII : CARACTERISATION DES MATERIAUX UTILISES

I. Introduction	page 72
II. Matériaux utilisés	page 73
II.1 Le Tuf	page 73
II.2 La Bentonite	page 73
II.3 Mélanges Tuf-Bentonite.....	page 73
III. Identification des matériaux utilisés	page 75
III.1 Volume de sédimentation du Tuf utilisé	page 75
III.2 Analyse granulométrique	page 76
III.3 Limites d'Atterberg.....	page 77
III.4 Essai de compactage dans un moule Proctor normal.....	page 77
IV. Préparation du mélange	page 78
V. Préparation des éprouvettes	page 78
VI. Classification des matériaux.....	page 79
VII. Programme expérimental	page 81
VIII. Conclusion	page 82

CHAPITRE IX : RESULTATS ET INTERPRETATIONS

I. Introduction	page 83
II. Résultats des essais réalisés	page 84
II.1 Cinétique de gonflement mesurée à l'oedomètre	page 84
II.2 Reconsolidation des échantillons (chemin de chargement).....	page 87
II.3 Détermination de la courbe de rétention d'eau	page 89
II.4 Observations et commentaires	page 89
III. Exploitation et interprétation des résultats	page 90
III.1 Relation gonflement-quantité d'eau absorbée	page 90
III.2 Observations et discussion des résultats.....	page 93
IV. Conclusion	page 101

CHAPITRE X : CONCLUSION GENERALE

I. Conclusion et recommandations pour recherches futures.....	page 102
---	----------

ANNEXES : RECONNAISSANCE DES SOLS GONFLANTS

I. Introduction.....	page I
III. Méthode d'identification minéralogique.....	page II
IV. Méthodes indirectes de classification des sols gonflants	page II
IV.1 Classification de Altmeyer (1955).....	page II
IV.2 Méthode de USBR (Holtz, 1959).....	page III
IV.3 Classification de Chen (1965)	page III
IV.4 Classification de Skempton (1953).....	page III
IV.5 Volume de sédimentation (Holtz et Gibbs, 1956)	page III
V. Méthodes directes de classification.....	page IV
V.1 Classification de Seed, Woodward et Lundgren (1962)	page IV
V.2 Classification de Cuéllar (1978).....	page IV
V.3 Classification de Jiménez Salas (1980).....	page IV
V.4 Méthode de Lambe (1960)	page V

LISTE DES FIGURES

Figure II.1. Classification des sols selon la granularité.	Page 4
Figure II.2. Cristaux de base des argiles, silicate et alumine.	Page 5
Figure II.3. Structure des principaux minéraux argileux par famille minéralogique.....	Page 6
Figure II.4. Différentes formes des particules argileuses (Velde, 1995).	Page 7
Figure II.5. Différents niveaux structuraux des sols gonflants (Gens & Alonso, 1992).	Page 8

Figure III.1. Viscosité de l'eau adsorbée (Ichikawa, 1999).....	Page 12
Figure III.2. Niveaux de fixation de l'eau dans le sol, eau libre et eau liée.	Page 13
Figure III.3. Formes de l'eau dans le sol.	Page 13
Figure III.4. Equilibres des forces d'attraction des molécules d'eau, Phénomène de capillarité.....	Page 14
Figure III.5. Schématisation d'un sol non saturé, a- sol granulaire, b- sol fin.....	Page 14
Figure III.6. Début de pénétration de l'air dans un sol granulaire 1 à 5 (Childs, 1969).....	Page 15
Figure III.7. Courbes porosimétriques d'échantillons de grundite compactés à l'optimum Proctor du côté sec et du côté humide (d'après Ahmed, Lovell et Diamond, 1974).	Page 15
Figure III.8. Evolution d'une fracture en fonction du nombre de cycles de condensation- évaporation d'eau dans l'ESEM (Germán MONTES-HERNANDEZ, 2002).(Ech. 50 mm)..	Page 16
Figure III.9. Courbe de retrait des sols argileux (SITHARAM, 1995).	Page 17
Figure III.10. Courbes de rétention d'eau d'un sable argileux (Croney, 1952).....	Page 19
Figure III.11. Mécanismes invoqués pour l'hystérésis des courbes de rétention d'eau.	Page 20
Figure III.12. Courbe de rétention d'une argile plastique (Croney, 1952 ; Croney et Colman, 1961).	Page 21
Figure III.13. Effet de l'indice de plasticité sur la rétention d'eau du sol (Black, 1962).	Page 22
Figure III.14. Gammes de succions accessibles par les techniques de mesure ou imposition de la succion.	Page 23
Figure III.15. Schématisation de la mesure de la succion par le papier filtre et courbe d'étalonnage d'un papier filtre type Whatman n°42.	Page 24

Figure IV.1. Schématisation du gonflement : (a) libre, (b) empêché des sols compactés. ...	Page 29
Figure IV.2. Processus de développement de déformation et de la pression de gonflement dans un mélange de sable-bentonite.	Page 29
Figure IV.3. Evolution de la pression de gonflement en fonction du temps (Didier, 1972).	Page 30
Figure IV.4. Schéma présentant les différentes origines du gonflement (Gens & Alonso, 1992).	Page 32

Figure IV.5. Représentation schématique du fractionnement des particules lors de l'hydratation (Saiyouri, 1996)..... Page 34

Figure V.1. Chemin de contraintes de gonflement libre (Fredlund, 1995). Page 39

Figure V.2. Chemin de contrainte réalisé dans la procédure du double oedomètre (Jennings et Knight, 1957)..... Page 41

Figure V.3. Chemin de contraintes de la méthode gonflement sous charges constantes. Page 42

Figure V.4. Déformations axiales en fonction de la charge verticale pour deux chemins d'humidification (Guiras-Skandaji, 1996)..... Page 43

Figure V.5. Chemin de contraintes dans la procédure directe (Texas) (Jennings, 1969)..... Page 43

Figure V.6. Méthode de gonflement à volume constant (Fredlund, 1995). Page 44

Figure V.7. Correction de la pression de gonflement obtenue par la méthode du gonflement à volume constant d'après Fredlund et al. (1980). Page 45

Figure V.8. Méthode de Sullivan et McClelland (Fredlund, 1980)..... Page 45

Figure V.9. Relation entre l'indice des vides initial et la pression de gonflement mesurée par trois méthodes (Gilchrist, 1963). Page 46

Figure V.10. La relation entre la teneur en eau initiale et la pression de gonflement mesurée par deux méthodes (Noble, 1966)..... Page 46

Figure V.11. Gonflement mesuré suivant différentes méthodes (Erol et al., 1987). Page 47

Figure V.12. Gonflement mesuré selon différentes méthodes (Osman et Sharief, 1987). Page 48

Figure V.13. Variation de l'indice des vides en fonction de la succion pour un échantillon d'argile de Boom sous contrainte verticale constante de 5,5 MPa (Robinet et al., 1997). .. Page 49

Figure V.14. Evolution des propriétés du gonflement avec le nombre de cycles hydriques de six sols intacts (Al-Hamoud et al., 1995). Page 50

Figure VI.1. Le potentiel et la pression de gonflement en fonction du pourcentage de bentonite (Tabani, 1999). Page 53

Figure VI.2. Influence de la teneur en eau initiale sur la pression de gonflement mesuré par la méthode de gonflement libre (Guiras-Skandaji, 1996)..... Page 54

Figure VI.3. Evolution du taux de gonflement final en fonction de la teneur en eau initiale pour la bentonite compactée à un poids volumique sec de 14,5 kN/m³ (Guiras-Skandaji, 1996)..... Page 54

Figure VI.4. Relation entre le taux de gonflement maximum et le poids volumique sec initial (Komine et Ogata, 1994). Page 55

Figure VI.5. Influence de la densité sèche initiale sur la pression de gonflement (Komine et Ogata, 1994) Page 55

Figure VI.6. Influence de la succion initiale et du mode de compactage sur le potentiel de gonflement (Mou et Chu, 1983)..... Page 56

Figure VI.7. Influence des variations saisonnières sur les variations volumétriques d'un sol gonflant non saturé.	Page 57
Figure VI.8. Variation de la teneur en eau finale et du gonflement (Derriche, 1994 d'après les résultats de Chen, 1975)	Page 59
Figure VI.9. Courbe de chargement après gonflement selon deux modes d'hydratation, Humectation graduelle (succion contrôlée) et Inondation directe de sol de Arahal-A compacté (Delgado, 1986).	Page 60
Figure VI.10. Effet de l'humectation graduelle sur le gonflement (Arahal-A) (Delgado, 1986)	Page 61
Figure VI.11. Influence du mode d'hydratation sur la cinétique de gonflement du sol de Thénéa (Ramdane & Kadri, 2003).	Page 62
Figure VI.12. Influence de mode d'hydratation sur la pression de gonflement (Ramdane & Kadri, 2003)	Page 63
<hr/>	
Figure VII.1. Humidificateur à faible quantité d'eau ou à cadence contrôlée	Page 66
Figure VII.2. Photo du dispositif d'hydratation réalisé (Ramdane, 2005)	Page 67
Figure VII.3. Description de la procédure d'humectation des échantillons (Derriche, 1995) ..	Page 68
Figure VII.4. Courbe d'étalonnage du papier filtre Whatman N°42 d'après ASTM	Page 69
Figure VII.5. Schématisation de la procédure expérimentale pour déterminer la succion du sol	Page 70
<hr/>	
Figure VIII.1. Echantillon de Bentonite de Mostaghanem (a) et le Tuf de Thénéa (b)	Page 73
Figure VIII.2. Les configurations possibles d'un mélange tuf-bentonite	Page 74
Figure VIII.3. Arrangement idéal des grains solides d'un sol d'après la règle de Fuller (1907)	Page 75
Figure VIII.4. Essai de mesure du volume de sédimentation du Tuf	Page 76
Figure VIII.5. Courbe granulométrique des mélanges	Page 76
Figure VIII.6. Les courbes de compactage des mélanges tuf-bentonite	Page 77
Figure VIII.7. Compacteur statique pour la confection des éprouvettes de sol	Page 79
Figure VIII.8. Classification des matériaux utilisés dans l'abaque de Casagrande	Page 80
Figure VIII.9. Classification des matériaux utilisés dans l'abaque de Donaldson (1980)	Page 80
<hr/>	
Figure IX.1. (a) courbe type de consolidation, (b) courbe type de gonflement libre	Page 84
Figure IX.2. Courbes de cinétique de gonflement libre des sols testés	Page 86
Figure IX.3. Courbes de reconsolidation des sols testés	Page 88
Figure IX.4. Différents états de succions dans les mélanges testés	Page 89
Figure IX.5. Variation de volume en fonction de la quantité d'eau ajoutée du mélange Tuf+5%Bentonite	Page 90
Figure IX.6. Variation de volume en fonction de la quantité d'eau ajoutée du mélange Tuf+10%Bentonite	Page 91

Figure IX.7. Relation volume d'eau absorbée – volume gonflé du sol testé	Page 91
Figure IX.8. Relation Volume d'eau absorbée – Volume des vides	Page 92
Figure IX.9. Chemins de contrainte suivis lors du gonflement	Page 93
Figure IX.10. Différentes configurations du sol (Les états d'équilibres) (Braudeau, 2006).....	Page 94
Figure IX.11. Evolution de la structure interne du sol à différents teneurs en eau	Page 95
Figure IX.12. Accumulation des déformations sous une succion cyclique (Pousada, 1984) ..	Page 96
Figure IX.13. Gonflement à l'œdomètre sous différentes teneurs en eau initiales (Kassiff, 1973)	Page 97
Figure IX.14. Différents chemins de gonflement suivant différentes succions.....	Page 98
Figure IX.15. Réorganisation des pores lors de l'hydratation par inondation brusque.....	Page 99
Figure IX.16. Evolution de la microporosité et la macroporosité (Romero et Hoffmann, 2003).....	Page 99

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Définition des domaines de porosité d'après Sauzeat et al., (2001).....	Page 8
Tableau 2 : Coefficients de Hazen et classification des mélanges utilisés	Page 76
Tableau 3 : Récapitulatif des limites d'Atterberg	Page 77
Tableau 4 : Résultats des essais de compactage dynamique dans un moule Proctor normal.	Page 78
Tableau 5 : Classification des mélanges d'après Skempton (1953)	Page 79
Tableau 6 : Récapitulation des résultats de gonflement libre du mélange I.....	Page 86
Tableau 7 : Récapitulation des résultats de gonflement libre du mélange II.....	Page 87

ANNEXES

Tableau 1 : Classification du potentiel de gonflement d'après Altmeyer (1955)	Page II
Tableau 2 : Classification du potentiel de gonflement d'après Holtz (1959)	Page III
Tableau 3 : Classification du potentiel de gonflement d'après Chen (1965).....	Page III
Tableau 4 : Classification du potentiel de gonflement d'après Skempton (1953)	Page III
Tableau 5 : Classification du potentiel de gonflement d'après Seed, Woodward et Lundgren (1962)	Page IV
Tableau 6 : Classification du potentiel du gonflement d'après Cuéllar (1978)	Page IV
Tableau 7 : Classification des dégâts possibles d'après Jiménez Salas (1980).....	Page V
Tableau 8 : Classification du potentiel de gonflement d'après Lambe (1960)	Page V

Analyse de la cinétique de gonflement
d'un sol en fonction
de la disponibilité de l'eau d'hydratation :
Influence du mode d'hydratation sur le gonflement des sols

CHAPITRE I

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

I. OBJECTIFS DE L'ÉTUDE

La théorie de **Terzaghi** (1931) considère que le gonflement d'un sol est la réponse un déchargement mécanique et néglige toute influence des effets **physico-chimiques** qui se réalisent entre la matrice du sol et l'eau, sur le **phénomène**. C'est pourquoi la mécanique des sols s'est **limitée** dans l'étude des sols en général et dans celle des sols gonflants en particulier à la considération des contraintes mécaniques. Il est important de noter que **déjà** pour les sols saturés, les modèles **rhéologiques** montrent que la déformation du sol dépend non seulement de la contrainte mécanique appliquée mais aussi du chemin de chargement suivi (**écrouissage**, hystérésis, ...).

La compréhension du comportement d'un sol gonflant sous l'effet de sollicitations hydriques séchage-humidification ainsi que le chemin d'application de ces sollicitations, constitue un élément majeur dans la conception et le dimensionnement des ouvrages en terre.

La capacité de gonflement des sols est conventionnellement étudiée dans l'oedomètre suivant des procédures inspirées de l'essai de compressibilité. De ce fait, on dénombre plusieurs méthodes pour la détermination des paramètres de gonflement des sols à l'oedomètre. Chaque méthode définit un chemin de contrainte hydrique et mécanique suivi par le gonflement du sol testé. Plusieurs travaux **d'évaluation** de ces différentes **méthodes** montrent que les **procédures** expérimentales ne reproduisent pas les conditions de chargement réelles des sols gonflants (Erol et *al.*, 1987; Osman et Sharief, 1987). Il a été notamment largement montré dans la littérature que les méthodes œdométriques surestiment la capacité de gonflement des sols.

Dans cette étude, on veut démontrer que la dépendance du gonflement au chemin de contraintes peut s'exprimer aussi dans le mode d'hydratation du sol qui gonfle. On a montré expérimentalement que si un sol est hydraté d'une manière brusque il gonflera différemment que s'il est hydraté d'une manière progressive. Ce qui suggère ainsi que la cinétique de gonflement d'un sol varie avec la vitesse d'arrivée ou la **disponibilité** de l'eau d'hydratation.

Par un programme expérimental, le gonflement d'un sol est mesuré à l'**œdomètre** suivant une procédure du gonflement libre sous le poids du piston en apportant l'eau d'hydratation à l'échantillon à des cadences contrôlées (par des quantités variables). Les résultats de l'essai conventionnel avec l'échantillon inondé seront utilisés comme base de comparaison avec ceux des essais qui s'écartent de la procédure standard.

II. ORGANISATION DU MÉMOIRE

Le travail **réalisé** est rapporté dans ce mémoire dans deux volets.

Dans le premier volet, organisé en cinq chapitres, on présente une analyse bibliographique relative aux différents aspects du **thème** adresse.

On présente dans le chapitre 2 les sols argileux et leur structure et organisation.

On étudie dans le chapitre 3 les propriétés qui confèrent aux argiles l'affinité à **l'eau** et les interactions qui se réalisent entre les différentes phases des sols non saturés. On **définit** aussi la succion qui gouverne tous les **phénomènes** qui se produisent dans les sols non saturés.

On analyse dans le chapitre 4 le phénomène du gonflement des argiles et son **mécanisme** dans les sols **compactés** ou naturels.

On présente dans le chapitre 5 les différents protocoles d'essai utilisés pour déterminer les paramètres de gonflement des sols, en mettant en exergue le chemin de contrainte imposé par chacune de ces méthodes ainsi que son impact sur les paramètres de gonflement mesurés.

On présente dans le chapitre 6 les différents facteurs qui affectent les paramètres de gonflement, à savoir les facteurs liés au sol en place, les facteurs liés aux conditions climatiques et d'environnement et les facteurs liés aux modes de chargement hydrique du sol.

Dans le deuxième volet, on rapporte les détails, les résultats et les conclusions de l'étude **expérimentale réalisée**.

On présente dans le chapitre 7 les techniques expérimentales et les dispositifs réalisés pour cette **étude**.

On identifie dans le chapitre 8 les matériaux ~~utilisés~~ et les protocoles **d'essais** arrêtés en justifiant les critères de choix adoptés.

On expose dans le chapitre 9 les résultats obtenus qu'on interprète à la lumière des expériences présentées dans l'analyse bibliographique.

On termine ce mémoire dans le chapitre 10 dans lequel on rappelle les principales conclusions de l'étude et on propose des recommandations pour des recherches futures.

Analyse de la cinétique de gonflement
d'un sol en fonction
de la disponibilité de l'eau d'hydratation :
Influence du mode d'hydratation sur le gonflement des sols

CHAPITRE II

STRUCTURE DES ARGILES

STRUCTURE DES ARGILES

I. INTRODUCTION

Jusqu'à 1930, le tassement était considéré comme la seule source possible de dégâts pour les fondations superficielles. C'est l'**US Bureau of Reclamation** qui le premier mit l'accent sur le phénomène de gonflement (**Chen, 1975 ; Mouroux, 1988**). Les argiles sont sujettes à des variations de volume lorsqu'elles sont mises en contact avec l'eau. **L'expérience a montré** que ces variations de volume, lorsqu'elles s'exercent en cycles de retrait-gonflement, peuvent **être** la cause de dégâts spectaculaires sur les constructions. Les conséquences **financières** de ces **dégâts** peuvent être tellement faramineuses que **l'aléa** gonflement des sols est classé parmi la famille des catastrophes majeures auxquelles les **sociétés** humaines doivent se préparer à faire face.

Dans ce chapitre on **présente** les **propriétés** des ces minéraux argileux responsables du gonflement avec leur forme et la structure et leur organisation **porale**. Ces propriétés singulières sont à la base des interactions qu'elles font avec l'eau. Pour une meilleure clarté du texte, ces interactions sont **présentées** dans le chapitre 3.

II. COMPOSITION DES SOLS

Le terme sol définit, pour le géotechnicien, une roche peu consolidée, constituée d'un squelette solide, d'une phase liquide (eau) et de gaz (air **et/ou** vapeur) ; l'interaction physique et mécanique entre ces trois phases régit le comportement du sol.

11.1 Grains solides

Le squelette solide est constitué par des grains qui peuvent être de nature minéralogique ou organique, leurs dimensions sont comprises entre les éléments de grande taille, tels que les blocs, jusqu'aux éléments **colloïdaux** qui flocculent dans l'eau. La taille des grains définit une **granularité** ; la répartition granulométrique des composants d'un sol est le critère le plus utilisé pour la dénomination d'un sol. Les limites des dimensions des grains qui définissent les fractions granulaires sont fixées selon l'échelle conventionnelle reproduite dans la Figure II.1. Ces fractions sont déterminées à partir d'une analyse **conforme** aux normes NF P **94-056** et NF P **94-057**.

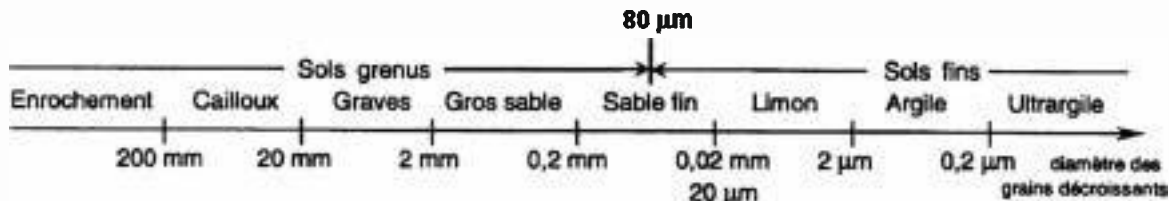


Figure 11.1. Classification des sols selon la granularité.

11.1.1 Fraction des éléments grenus (sable et limon)

Le comportement de sols grenus est essentiellement lié à la forme, l'angularité, l'arrondissement, l'aplatissement et l'orientation des grains solides constituant le squelette du sol. Ces propriétés de forme confèrent au sol un arrangement en fonction de la position des grains. Ce qui explique le comportement mécanique anisotrope des sols (Mitchell, 1993).

11.1.2 Fraction des argiles

Le terme **Argile** est actuellement utilisé dans trois sens différents : granulométrique, minéralogique et pétrographique.

- Dans le sens granulométrique, depuis Atterberg (1913) on donne le nom de fraction argileuse aux éléments fins de taille inférieure à 2 µm. On a plus tard fixé une limite inférieure aux argiles, et la fraction argileuse est maintenant comprise entre 2 µm et 0,2 µm. Ces valeurs varient quelque peu selon les auteurs et selon les normes.
- Les argiles sont aussi des minéraux argileux à structure cristallographique **phylliteuse**. Une meilleure connaissance de leur nature **minéralogique** au cours des vingt dernières années a été précieuse pour apprécier leurs propriétés géotechniques.
- Pour les pétrographes, ce sont des sols cohérents ou des roches sédimentaires terreuses, faisant pâte avec l'eau.

11.2 Phase liquide

La phase liquide signifie l'eau du sol qui peut prendre plusieurs formes et niveaux de fixation à la surface des grains solides selon la nature de sol et l'environnement.

11.3 Phase gazeuse

La phase gazeuse présente dans le sol correspond à l'air et à la vapeur d'eau. Cette phase est la plus sensible aux variations de l'environnement.

III. MINERALOGIE DES ARGILES

Les minéraux argileux sont caractérisés par la structure feuilletée des particules. En effet une particule est constituée par l'empilement d'un certain nombre de feuillets variant entre 2 à 1400 selon la famille. Cette structure confère aux argiles des surfaces spécifiques importantes variant entre 20 à 800 m^2/grs , de plus cette grande surface est chargée négativement; cette surface chargée associée avec d'autres propriétés est capable de produire plusieurs phénomènes en présence d'eau.

Les minéraux argileux sont composés par l'assemblage en réseau cristallographique, d'eau, de silice sous la forme de silicate Si_2O_4 et d'aluminium sous la forme d'alumine Al_2O_3 .

On peut définir une structure élémentaire appelée feuillet caractéristique de chaque type de minéral argileux. Elle est composée d'un arrangement des deux cristaux de base, silicate noté SI et d'alumine notée AL; les cristaux de silicate s'organisent en un réseau plan dont les éléments forment un tétraèdre; les cristaux d'alumine sont également en réseau plan, mais leurs éléments ont la forme d'un octaèdre. L'épaisseur de ces éléments de base est connue et reste fixe SI, $4A^\circ$ et AL, $3A^\circ$ (Figure 112).

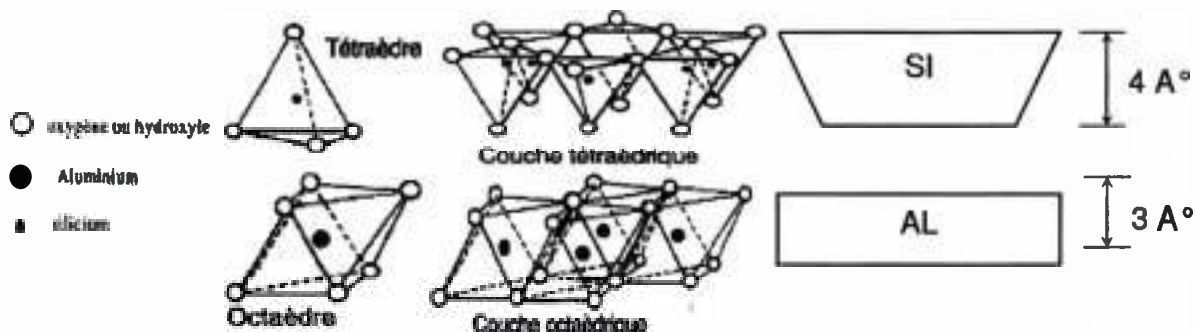


Figure 112 Cristaux de base des argiles, silicate et alumine.

Tous les minéraux argileux sont des combinaisons de ces deux plans élémentaires SI et AL associés à d'autres minéraux annexes tels le potassium K et le sodium Na.

Dans chacun des feuillets décrits précédemment, les cations peuvent être remplacés par d'autres de taille voisine mais pas nécessairement de même valence. On parle dans ce cas de substitution isomorphique car les dimensions du feuillet restent quasi inchangées. Ces substitutions entraînent un excès de charges négatives à la surface des feuillets. Cette électronégativité est une caractéristique intrinsèque des matériaux argileux.

Toutes les possibilités d'arrangement **et/ou** substitution de ces feuillets **élémentaires** permettent de distinguer plusieurs familles d'argiles, dont les principales sont présentées ci-après.

111 Les kaolinites

Le feuillet de kaolinite a une épaisseur de l'ordre de 7 Å. Il est constitué d'un élément cristallin tétraédrique et d'un élément cristallin octaédrique (Figure 11.3a). Le contact entre les feuillets se fait suivant un plan contenant des ions d'hydroxyles OH- de l'octaèdre et des ions d'oxygène O^{2-} du tétraèdre. Les liaisons **interfoliaires**, résultant de l'effet combiné de liaisons **hydrogène** et de la force de Van Der Waals, confèrent un lien assez fort. Les feuillets sont alors soudés les uns aux autres par des forces de liaison très fortes rendant la kaolinite peu sensible au gonflement puisque la pénétration de l'eau entre les feuillets est difficile. Les propriétés colloïdales sont déterminées d'après les surfaces extérieures seulement (ex. capacité d'adsorption). La capacité CEC de la kaolinite est inférieure à 10 meq par 100 grs d'argile (Baver et al, 1972). Les kaolinites sont très utilisées dans la fabrication de la porcelaine.

112 Les illites

Le feuillet d'**illite** a une épaisseur de l'ordre 10 Å. Il est constitué de deux éléments cristallins tétraédriques et d'un élément cristallin octaédrique (Figure 11.3b). Des substitutions de Al^{3+} par Mg^{2+} et Fe^{2+} , ainsi que de Si^{4+} par Al^{3+} , sont possibles. Le déficit de charge qui en résulte est compensé par des cations potassium K^+ . La présence de ces cations contribue à renforcer les liaisons interfeuillets.

Sa capacité d'échange de cations (CEC) est comprise entre 20 à 40 meq par 100 grs d'argile. Les liaisons entre feuillets sont **établies** par des ions K^+ qui empêchent la pénétration de l'eau dans l'espace interfoliaire. De ce fait, les **illites** présentent un faible retrait au séchage et sont utilisées pour la fabrication de tuiles et briques.

113 Les smectites ou montmorillonites

Le feuillet de montmorillonite a une épaisseur de l'ordre de 14 Å, est constitué de deux éléments cristallins tétraédriques et d'un élément cristallin octaédrique (Figure 11.3c). Les liaisons entre feuillets sont des liaisons faibles et les particules d'eau pénètrent plus facilement dans l'espace interfoliaire en faisant croître l'épaisseur du feuillet. Les smectites **sont** donc gonflantes et présentent un important retrait au séchage, la montmorillonite est le principal constituant de la bentonite.

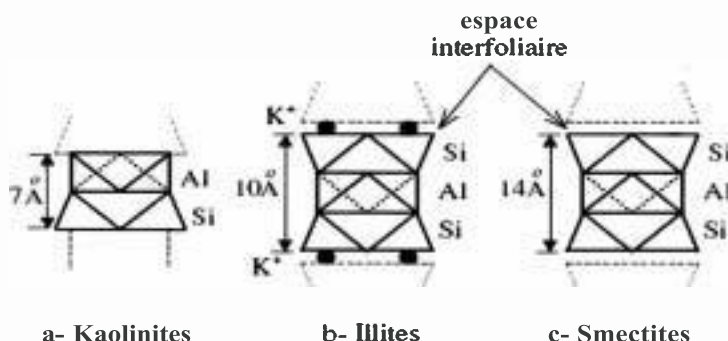


Figure 1B Structure des principaux minéraux argileux par famille minéralogique.

IV. STRUCTURATION DES ARGILES

Les minéraux argileux sont des silicates hydratés (il s'agit généralement de silicates d'aluminium, mais parfois de silicates de magnésium), dont la structure feuilletée permet de les ranger dans la famille des *phyllosilicates*. Ils sont issus de la dégradation lente de minéraux préexistants dans la roche. Les conditions dans lesquelles cette dégradation a eu lieu, ainsi que l'état d'avancement de cette dégradation peuvent expliquer la grande diversité des argiles (Jackson & Sherman 1953, cités par Gaombalet, 2004). Leur phase solide est structurée suivant une organisation spatiale particulière faisant intervenir : le feuillet, la particule et l'agrégat.

IV.1 Le feuillet

Comme l'indique plus haut, le feuillet est défini comme une superposition de plans ioniques organisés suivant deux types de couches tétraédrique de formule générale SiO_4 et octaédriques de formule générale $\text{Al}_2(\text{OH})_6$.

IV.2 La particule

Les particules argileuses peuvent se présenter sous trois formes (Figure 114) :

- En flocons [flakes], caractérisés par les mêmes dimensions dans les deux directions et une épaisseur équivalente à 1/20^{ième} de la longueur;
- En lattes [lathes], avec une dimension plus longue, épaisseur toujours équivalente à 1/20^{ième} de la longueur;
- En aiguilles [needles], deux dimensions identiques et la 3^{ième} beaucoup plus grande (assez rare).

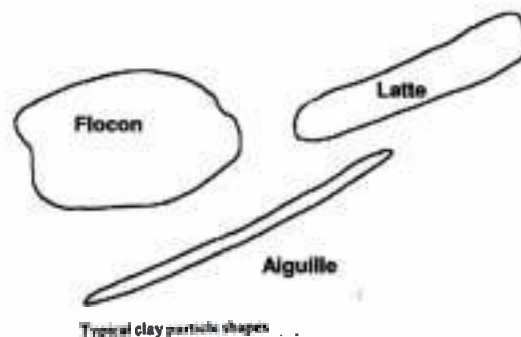


Figure 114. Différentes formes des particules argileuses (Velde, 1995).

Les argiles sont définies depuis le XIX siècle comme des minéraux de petite taille, qui ne sont pas identifiables au microscope optique. En fait, la majorité des argiles ont des caractéristiques communes. La particule argileuse leur confère une surface importante par rapport au volume des particules. C'est la surface spécifique. Cette surface relative augmente avec la diminution du diamètre. Ainsi la surface des argiles est supérieure par rapport à celle des minéraux de même taille mais de forme différente. Le rapport **épaisseur/largeur** est de l'ordre de 20 pour les argiles communes. Les propriétés des argiles sont principalement contrôlées par leur surface spécifique car elle caractérise leur capacité d'adsorption d'eau.

Les feuillets d'une argile ne sont pas toujours électriquement neutres. En effet, il arrive que certaines substitutions, ou remplacements isomorphiques, de Si^{4+} par Al^{3+} ou Fe^{3+} aient lieu dans les couches tétraédriques, et de Al^{3+} par Mg^{2+} ou Fe^{2+} dans les couches octaédriques. Ces substitutions sont dites isomorphes, car elles se font

sans modifications de la morphologie du minéral et les dimensions du feuillet restent quasi-inchangées. Une autre source de charge non équilibrée sur les minéraux argileux est la neutralisation incomplète de charges des atomes terminaux aux extrémités des couches, ainsi que des charges de bordure qui apparaissent lorsqu'un cristal se rompt. Il existe alors un déséquilibre électrique au sein des couches d'argile et donc au sein de la particule. Par conséquent, les particules argileuses auront une charge négative à la surface. Cette **électronégativité** des particules est une des caractéristiques fondamentales des argiles. Des cations, présents dans le milieu environnant, viennent alors se localiser au voisinage du feuillet, en particulier dans l'espace interfoliaire, afin de compenser le déficit de charge. Ces cations ne font pas partie intégrante de la structure en couches et peuvent être remplacés, ou échangés, par d'autres cations présents en solution et ils jouent un grand rôle sur les propriétés des argiles (Saiyouri, 1996).

IV.3 L'agrégat

Appelé aussi grain c'est un assemblage désordonné entre les particules d'argile dont la forme et les dimensions peuvent varier. A l'échelle de l'agrégat, trois niveaux structuraux peuvent alors être distingués : l'infrastructure qui correspond à la particule argileuse, la microstructure qui correspond aux agrégats formés par l'assemblage des particules argileuses et des autres éléments du sol, et la macrostructure qui correspond à l'assemblage macroscopique des agrégats. Une représentation de cette structure est donnée dans la Figure 115. L'approche microstructurale de base qui permet d'expliquer le comportement réel des argiles gonflantes doit tenir compte de ces différents niveaux structuraux. Ceci n'est pas du tout évident dans la pratique, car il est difficile d'établir une relation entre les différents niveaux.

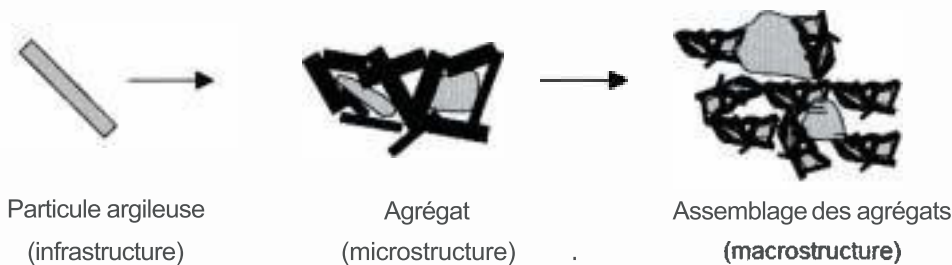


Figure II.5. Différents niveaux structuraux des sols gonflants (Gens & Alonso, 1992).

Ces niveaux de structuration définissent une porosité multiple. La classification, les subdivisions de la porosité et les limites qui les séparent sont historiquement issues des techniques analytiques qui permettent de les mesurer. Certains auteurs définissent trois types de porosité : microporosité, mesoporosité et macroporosité. Des méthodes, telles que la porosimétrie au mercure (MIP), concernent les mésopores mais aussi les macropores, dans cette classification on distingue trois classes en fonction de la taille des pores (tableau 1)

Tableau 1. Définition des domaines de porosité d'après Sauzeat et al., (2001)

Classe	Taille
Micropores	Taille fixe ≤ 2 nm
Mésopores	Taille fixe comprise entre 2 nm et 50 nm
Macropores	Taille fixe ≥ 50 nm

Alonso et *al.* (1992) ont simplifié cette porosité multiple à deux classes, la première la porosité intra-agrégat et la deuxième celle de l'inter-agrégat, qui définissent la microporosité et la macroporosité ; ces deux classes sont séparées par le diamètre des pores qui correspond à 30 μm .

V. CONCLUSION

Les argiles sont des **phyllosilicates**, de faible taille comprise entre 2 à 0,2 μm , faisant pâte avec l'eau. Principalement elles sont constituées par les couches de Silicate et d'Aluminate qui construisent le **feuillelet élémentaire** des argiles. Les différentes **possibilités** d'arrangements entre ces deux éléments donnent plusieurs **familles** d'argiles. Les argiles s'organisent en double structuration, **la microstructure** est l'assemblage de plusieurs particules qui forment l'agrégat et **la macrostructure** est définie par l'assemblage de plusieurs agrégats.

Ayant présenté dans ce chapitre les éléments de la matière qui construit les argiles, on pourra exposer dans le chapitre suivant les interactions qui se réalisent entre ce matériau poreux et l'eau et qui provoquent le gonflement de ces argiles.

Analyse de la cinétique de gonflement
d'un sol en fonction
de la disponibilité de l'eau d'hydratation :
Influence du mode d'hydratation sur le gonflement des sols

CHAPITRE III.

INTERACTIONS DES PARTICULES ARGILEUSES AVEC L'EAU

INTERACTION DES PARTICULES ARGILEUSES AVEC L'EAU

I. INTRODUCTION

Dans la nature, les sols sont sujets **régulièrement** à des variations de la teneur en eau, dues à l'alternance des saisons sèches et humides. Ces variations de la teneur en eau, sont à l'origine de cycles de gonflement-retrait; particulièrement importants dans les pays à climat aride ou semi-aride comme ceux de l'Afrique, de l'Australie, de l'Amérique du Sud et de la Chine. La variation de la teneur en eau des sols est la cause régulière de nombreux cas pathologiques dans les constructions sur sols non saturés.

Dans le chapitre précédent on a présenté la nature de la matière argileuse. Dans ce chapitre on explique les phénomènes physico-chimiques qui régissent le comportement des sols non saturés résultat des effets de surface et de l'attraction de **l'eau** à la surface des grains solides.

II. L'EAU DANS LE SOL

L'eau est responsable de plusieurs phénomènes dans le sol, compte tenu de son interaction chimique, physique et mécanique avec les éléments constituant le sol.

Les principales propriétés physiques de l'eau sont connues. Elle est sans couleur, ni odeur, sa densité est égale à **1grs/cm³** en moyenne. Elle gèle en principe à **0°C** et bout à **100°C**. L'eau réagit chimiquement avec le sol et affecte son comportement mécanique.

La molécule d'eau a une forme en V d'angle égal à **105°**, donné par la liaison de H-O-H. La liaison O-H est à 40% ionique et 60% covalente ce qui donne à l'eau un dipôle positif et négatif dans deux sens opposés.

Le caractère dipolaire de la molécule d'eau lui confère la propriété d'être attirée par l'intermédiaire de son extrémité positive à la surface négative des minéraux argileux. Cette attraction modifie les propriétés hydrodynamiques de l'eau et cela dépend de la distance entre les molécules d'eau et la surface argileuse.

L'eau peut se trouver dans la matrice argileuse sous trois formes :

- l'eau libre remplissant les macropores entre les particules : elle peut être éliminée par séchage à l'étuve à une température de **105°C**.

- l'eau liée occupant les espaces interfeuilletés par des interactions chimiques et électriques : elle a besoin d'une température élevée de **200°C** pour être évacuée. Sa densité et surtout sa viscosité sont plus élevées que celles de l'eau libre (Figure III.1). Sa quantité totale dépend de la surface spécifique, de la **densité** de charge et de la capacité d'échange cationique des minéraux argileux.

- L'eau cristalline se situe au niveau des feuilletés argileux et a besoin d'une température de **550°C** pour être éliminée.

Le changement de la teneur en eau liée et cristalline peut être le seul facteur de changement de la structure interne du matériau argileux (Santos, 1996). Ces trois types d'eau sont influencés par la nature des minéraux argileux et la chimie de la solution d'hydratation.

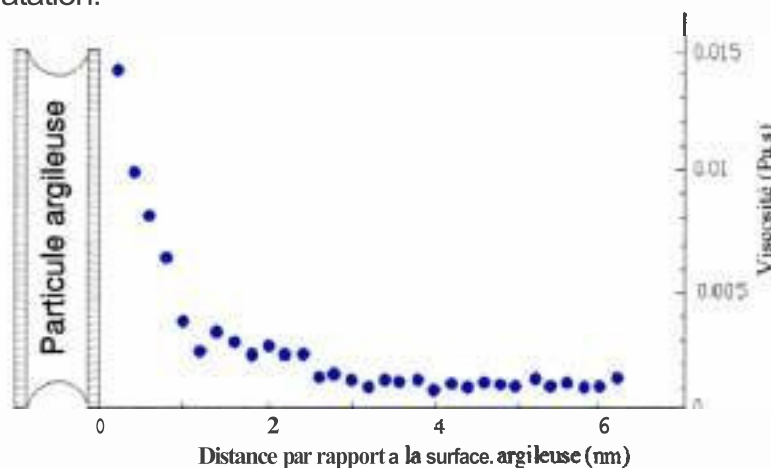


figure 111.1. Viscosité de l'eau adsorbée (Ichikawa, 1999).

En général, la liaison de l'eau avec les grains de sol est une fixation **électrostatique** régie par des phénomènes de surface (Figure 1112)

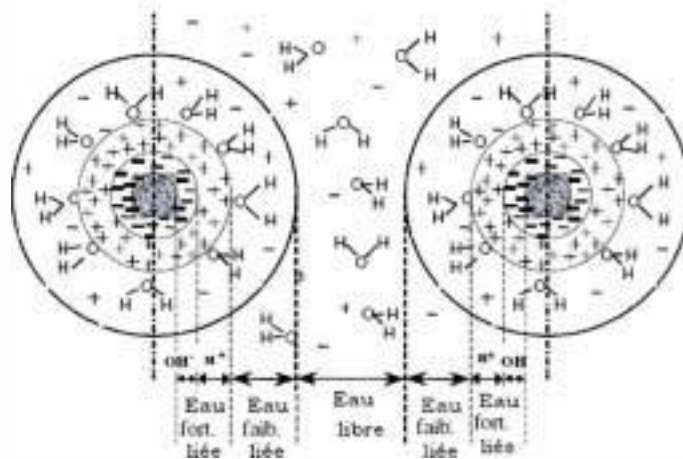


figure III.2. Niveaux de fixation de l'eau dans le sol, eau libre et eau liée.

En d'autres termes l'eau s'organise entre les grains solides d'un sol suivant les trois formes indiquées dans la Figure 1113 en fonction du **degré** de saturation du sol.

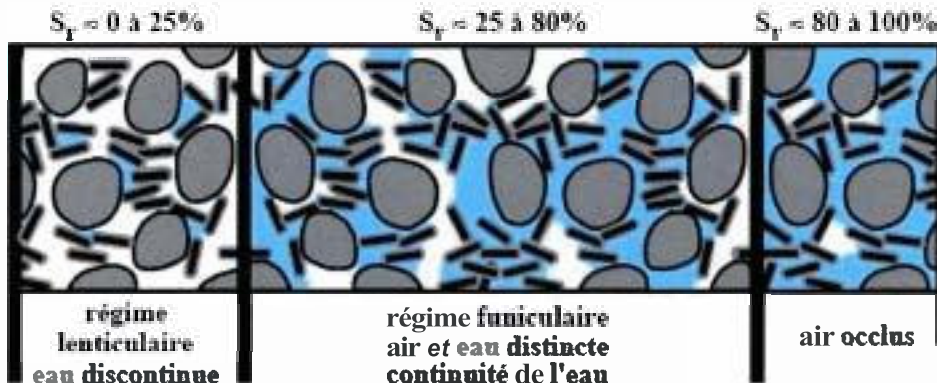


figure 1113 Formes de l'eau dans le sol (Dysli, 1993)

III. MICROSTRUCTURE DES SOLS NON SATURES

Les sols non saturés sont caractérisés par la présence et l'interaction de trois phases : solide, liquide et gaz. Ce comportement est étroitement lié aux phénomènes de surface, la fixation et la forme de l'eau dans ces sols sont particulières.

1111 Phénomène de capillarité dans le sol

Les phénomènes de capillarité se produisent à l'interface entre deux fluides différents, car les molécules y sont soumises à un ensemble de forces d'interaction non équilibrées. A la différence d'une molécule située au sein du fluide (Figure III.4.b), une molécule d'eau au sein d'une masse d'eau est soumise à des actions de même nature, alors que celle à l'interface entre deux fluides, eau-air par exemple, est soumise à des actions différentes : actions dues à l'eau et actions dues à l'air (Figure 1114a). Les molécules d'eau à l'interface eau-air sont donc attirées vers la masse d'eau et la surface de l'eau est soumise à une force perpendiculaire à la

surface libre. C'est cette attraction qui engendre une tension de surface à l'interface, représentée sur la Figure 1114 dans le cas d'une interface plane.

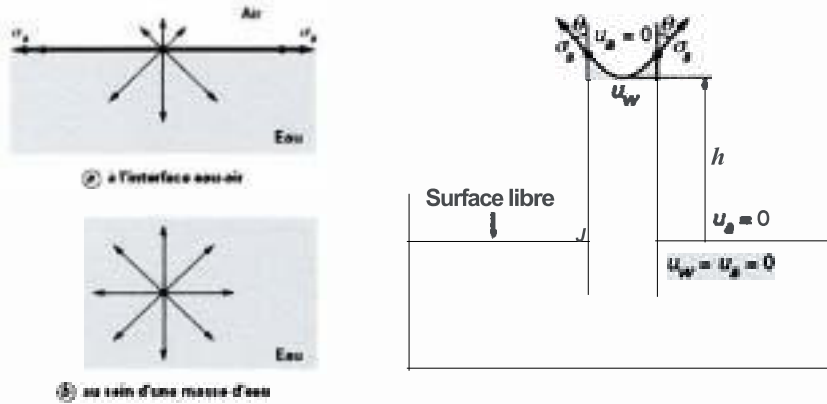


figure 1114. Equilibres de forces d'attraction des molécules d'eau, Phénomène de capillarité.

Ce phénomène de capillarité est très présent dans les sols non saturés. Il est responsable de la création de ménisques dans les sols. La présence de ces ménisques donne aux sols une structuration telle que représentée dans la Figure 1115

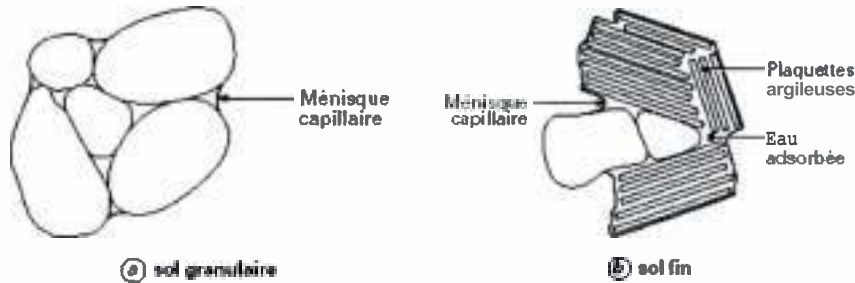


figure 1115. Schématisation d'un sol non saturé: a- sol granulaire, b- sol fin.

La Figure 1115a présente un sol granulaire non saturé. Les **ménisques** sont localisés dans les plus petits pores, aux contacts entre les grains. On remarque que plus le sol se désature, plus le rayon de courbure du ménisque devient petit.

La Figure 1115b représente aussi de manière schématique le cas plus général d'un sol fin, avec un agrégat de plaquettes argileuses d'une dizaine de micromètres de diamètre, au contact d'un grain de limon. On observe que l'agrégat est saturé et le rayon du ménisque situé à proximité du grain de limon permet de définir la succion ... (voir section IV). Le fait que l'échantillon reste saturé est dû au fait que les pores situés entre les plaquettes sont de plus petite taille et que les argiles exercent une attraction physico-chimique sur les molécules d'eau.

On observe enfin sur la Figure 1116 le début de la pénétration de l'air dans un sol granulaire. Ce sol était initialement saturé et on le laisse sécher. La pénétration de l'air intervient tout d'abord au niveau des plus gros pores affleurant à la surface du sol, au contact eau - air. L'augmentation de la succion se traduit par la diminution des

rayons de ménisques, qui s'insinuent dans des pores de plus en plus petits, suivant les contours 1 à 5 représentés sur la Figure 1116. Chaque contour est caractérisé par une seule valeur de la succion.

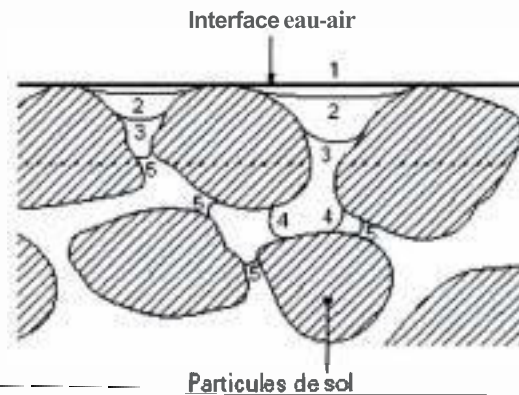


figure 1116 Début de pénétration de l'air dans un sol granulaire 1 à 5 (Childs, 1969)

Suite au modèle microstructural de Lambe (1958) pour les sols **compactés**, une attention particulière a été portée dans les années 1960-1970 à la microstructure des sols, essentiellement saturés. Les sols compactés ont fait l'objet d'études au **porosimètre** à mercure. Cet appareil permet d'obtenir, par injection sous pression de mercure (liquide non mouillant), une courbe qui donne une idée de la distribution de la taille des pores du sol. Les courbes obtenues par Ahmed et *al.* (1974) sur des échantillons compactés du **côté sec**, à l'optimum Proctor et du côté humide (Figure III.7), permettent des observations qui ont été confirmées par microscopie électronique à balayage.

— du côté sec, une double porosité est observée, correspondant à une structure en agrégats ; la famille de pores de petits **diamètres (0,04 μm)** correspond aux pores internes aux agrégats, alors que les pores de diamètres **d'accès** moyens de 30 μm sont situés entre les agrégats.

— la courbe porosimétrique de l'échantillon humide est unimodale, avec un point d'inflexion à 0,24 μm , représentatif de la structure observée.

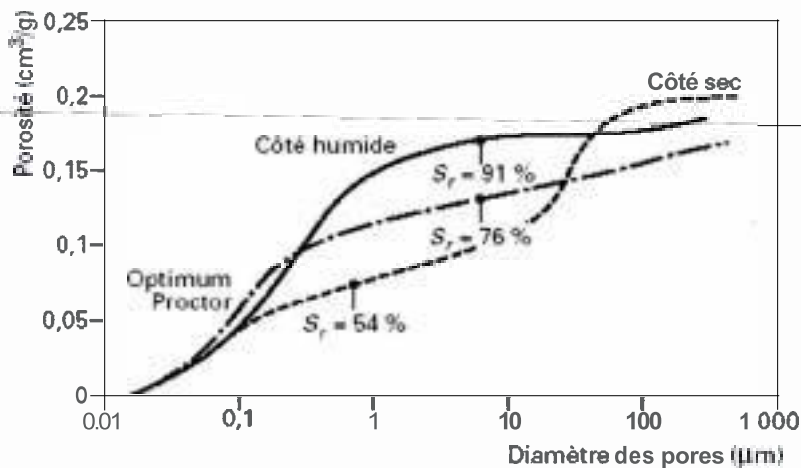


figure 1117. Courbes porosimétriques d'échantillons de grundite compactés à l'optimum Proctor du côté sec et du côté humide (d'après Ahmed, Lovell et Diamond, 1974).

Dans les sols naturels l'aspect de la microstructure est étroitement lié à la composition granulométrique du sol. Les différentes microstructures possibles peuvent être illustrées par l'évocation de deux cas problématiques extrêmes :

- Les sols effondrables susceptibles de s'affaisser lors d'un remouillage. Ces sols sont très peu plastiques et lâches ;
- Les sols gonflants, très plastiques, et susceptibles de présenter à l'état faiblement saturé des densités élevées du fait d'un fort retrait. Lors d'un remouillage, ces sols présentent le plus souvent un gonflement.

Les sols argileux naturels des régions arides ont une structure matricielle, qui présente un fort retrait au séchage, et peuvent atteindre des densités élevées. Cette capacité de rétraction augmente avec l'indice de plasticité du sol, et peut aller de pair avec des gonflements sous hydratation. Sous des cycles de séchage et remouillage, des effets importants interviennent à un niveau intermédiaire de la microstructure, liés au développement de microfissurations, puis de fissurations, qui peuvent être particulièrement défavorables pour la stabilité des pentes, en engendrant une dégradation continue de la stabilité par augmentation de la fréquence et de la profondeur des fissures.

Les travaux de **Germán MONTES-HERNANDEZ** (2002) sur des argiles soumises à des cycles de condensation-évaporation ont montré qu'il y a des fissurations qui se produisent dans le matériau suivant des plans situés entre les deux lèvres de matériaux durs. On observe clairement l'évolution progressive d'une fracture en fonction du nombre de cycles de condensation-évaporation d'eau (Figure 1118).

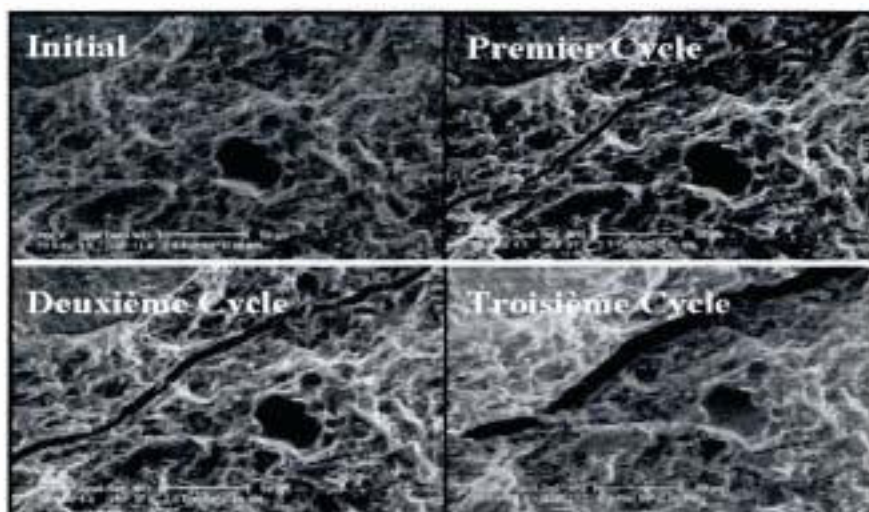


figure III.8. Evolution d'une fracture en fonction du nombre de cycles de condensation-évaporation d'eau dans l'ESEM (German MONTES-HERNANDEZ, 2002). (Ech. 50 μ m)

Certains effets microstructuraux sont illustrés à un niveau macroscopique par le diagramme de retrait de la Figure 1119, qui donne les variations du volume des vides du sol en fonction du volume d'eau qu'il contient. Un sol saturé qui sèche suit d'abord la bissectrice, car ses variations de volume sont égales à celles de la teneur en eau. La kaolinite et la montmorillonite décrites sur la Figure 1119 ont été séchées à partir

d'un état **compacté**, et suivent initialement des droites parallèles au-dessus de la bissectrice, ce qui signifie que le retrait se fait à volume d'air constant. Pour des volumes d'eau inférieurs à 30 cm^3 , l'échantillon de kaolinite atteint un volume constant, qui correspond à l'assemblage le plus dense possible de plaquettes stables de kaolinite. Le point anguleux correspond au point d'entrée d'air. En revanche, l'échantillon de montmorillonite continue à se rétracter après le point anguleux, du fait de la capacité des feuillettes à se rapprocher entre eux par expulsion d'eau interfoliaire. Ceci montre que les sols plus plastiques, contenant souvent plus de minéraux de type montmorillonite, sont susceptibles d'atteindre de plus fortes densités au séchage. De tels sols, en général gonflants, présentent des capacités de retrait importantes, et leur grande sensibilité volumique aux changements de la teneur en eau est défavorable au comportement d'ouvrages ou de fondations dans lesquels ils sont impliqués.

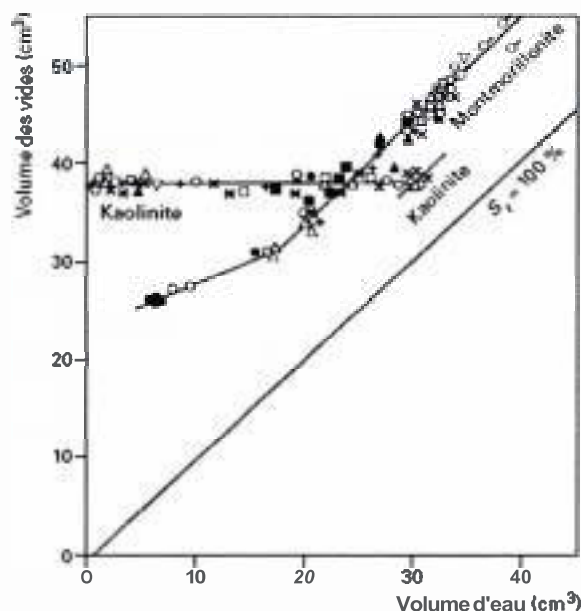


figure 1119. Courbe de retrait des sols argileux (Sitharam, 1995).

IV. SUCCION DANS LES SOLS

IV. 1 Définition et historique

La **succion dans les sols** a été définie en géotechnique en 1965, dans un contexte thermodynamique, comme une énergie potentielle comparable à la charge hydraulique dans les sols saturés, lors d'un symposium consacré à l'équilibre et aux variations de l'humidité des sols dans les zones couvertes (**Symposium on Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas, Statement of the advisory panel**). Cette définition est analogue à celle du potentiel électrique d'une charge dans un champ électrique : pour porter, à altitude constante, de l'eau libre de l'infini jusqu'au sol non saturé, il faut fournir une énergie pour résister à l'attraction exercée ; il s'ensuit, par définition, que la valeur du potentiel capillaire ou matriciel est négative. Ce potentiel est égal à « la quantité de travail par unité de volume d'eau pure, nécessaire pour transporter de façon réversible, isotherme, à altitude constante et à la pression atmosphérique, une quantité infinitésimale d'eau depuis un état d'eau pure loin du sol, à celui d'eau interstitielle dans le sol non saturé ».

La mécanique des sols s'est pendant très longtemps intéressée uniquement au cas des sols saturés. L'utilisation de la succion pour expliquer le comportement mécanique des sols non saturés a été introduite pour la **première** fois par le « *Road Research Laboratory* » au Royaume Uni (Croney et Coleman, 1948 cités par Fredlund et Rahardjo, 1993).

Dans le cas **général**, qu'ils soient naturels ou artificiels, les sols **sont** non saturés : ils contiennent à la fois une phase solide, une phase liquide et une phase gazeuse. Wroth & Houlsby (1985), Aitchison (1959) ont défini quatre **états** de saturation **particuliers**:

L'état saturé où le sol est saturé en eau et la succion est nulle ;

L'**état** partiellement saturé où la saturation est voisine de 100% et la succion n'est pas nulle ;

L'**état** non saturé où le degré de saturation est très inférieur à 100% et la succion est non nulle ;

Le sol sec où le **degré** de saturation en eau est nul et la succion est très forte.

IV.2 Composantes de la succion

Les **différentes** composantes du potentiel de l'eau d'un sol non **saturé** comprennent les potentiels de pression externe (ψ_F) et gravitaire (ψ_g) ; s'y ajoutent les termes de potentiels capillaire et d'adsorption (dont la somme forme le potentiel matriciel ψ_m), et de potentiel osmotique (ψ_o). On a donc par définition :

$$\psi = \psi_F + \psi_g + \psi_m + \psi_o \quad (1)$$

En fait la succion matricielle se définit comme la valeur de la succion qui serait **déterminée** à partir de la mesure de la pression partielle de vapeur d'eau en équilibre avec l'eau interstitielle. Cette mesure doit être effectuée en prenant comme **référence** la pression partielle de vapeur d'eau au-dessus d'une surface plane d'une solution identique, au niveau composition, à l'eau interstitielle (Aitchison, 1965). Autrement dit, la succion matricielle est liée au **phénomène** de **capillarité**. Pratiquement, la succion matricielle s est donnée par la différence entre la pression de l'air u_a et de l'eau u_w .

$$s = u_a - u_w \quad (2)$$

La succion osmotique π est liée aux sels dissous dans l'eau des pores du sol. En effet, la pression partielle de vapeur d'eau au-dessus d'une surface plane d'eau non pure est inférieure à celle présente dans le cas d'une eau pure. Lorsque la concentration des sels dissous augmente, l'humidité relative décroît et la succion augmente.

La relation entre l'humidité ambiante et la succion correspondante est indépendante du sol. Elle est définie par une des relations fondamentales de la thermodynamique, la loi de Kelvin, dont l'expression est donnée par :

$$u_a - u_w = \frac{RT}{gM} \ln h \quad (3)$$

Avec :

u_a la pression de l'air ;

u_w la pression de l'eau ;

h l'humidité relative, égale au rapport de la pression partielle de vapeur d'eau P dans l'atmosphère considérée, à la pression de vapeur saturante P_0 qui dépend de la température ;

M la masse molaire de l'eau ($M = 18,016 \text{ g.mol}^{-1}$) ;

g l'accélération due à la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m.s}^{-2}$) ;

R la constante molaire des gaz parfaits ($R = 8,314 \text{ J.mol}^{-1}.K^{-1}$) ;

T la température en "Kelvin".

IV.3 Courbes de rétention de l'eau dans le sol

IV.3.1 Généralités

La capacité des sols non saturés à attirer et retenir l'eau est quantifiée par les courbes de rétention d'eau. Ces courbes sont déterminées en soumettant un échantillon à un cycle de séchage et de remouillage par application de paliers de succion croissante puis décroissante. La quantité d'eau contenue dans le sol peut être caractérisée par:

- La teneur en eau gravimétrique w qui est le rapport de la masse d'eau sur la masse du squelette solide ou,
- Le degré de saturation S_r qui indique le pourcentage du volume des vides qui sont remplis d'eau ou,
- La teneur en eau volumique θ qui est égale au rapport du volume d'eau sur le volume total de sol humide.

Les courbes de rétention d'eau sont alors obtenues par exemple en reportant les valeurs de teneur en eau dans un diagramme « logarithme de la succion/teneur en eau » (Figure 111.10).

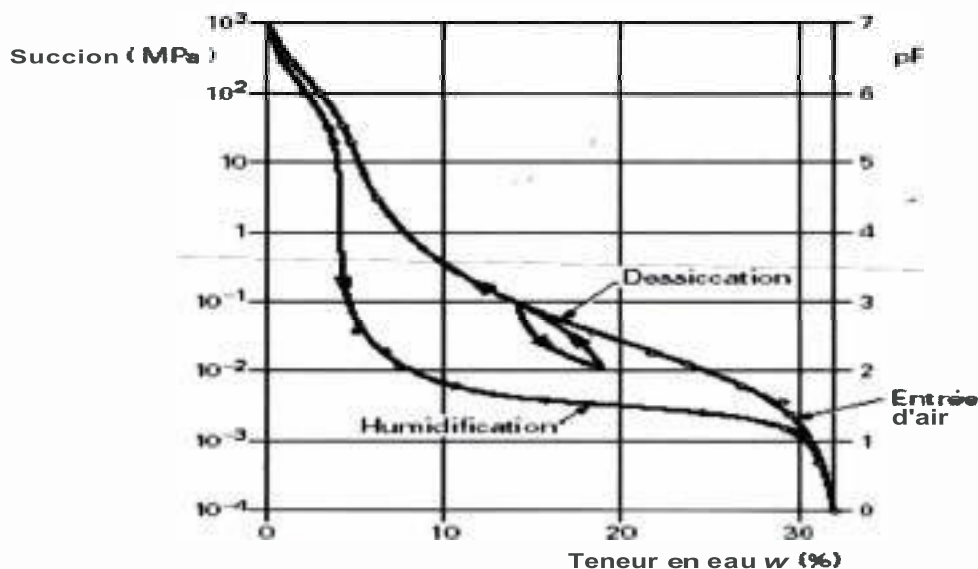


figure 111.10. Courbes de rétention d'eau d'un sable argileux (Croney, 1952).

Dans la plupart des cas on utilise pour tracer la courbe de rétention la succion matricielle. En effet, il faut savoir que c'est cette composante de la succion totale qui contrôle essentiellement le comportement mécanique d'un sol non saturé. **Différentes**

observations typiques des propriétés de rétention des sols non saturés peuvent être déduites de ces courbes de rétention. On note tout d'abord que le chemin parcouru lors du séchage se situe au-dessus du chemin de remouillage, ce qui met en évidence un **phénomène d'hystérésis** ; il n'existe pas de relation unique entre la succion et la teneur en eau, et la valeur de teneur en eau à une succion donnée dépend du chemin hydrique parcouru pour parvenir à ce point. Cette hystérésis est typique des milieux poreux constitués de pores de tailles variables interconnectés en parallèle ou en série comme le montrent les schémas de la Figure III.11 avec notamment :

- Lors d'un séchage le petit tube connecté en parallèle ne se vide pas ce qui conduit à une teneur en eau plus forte ; lors d'un remouillage, la teneur en eau à la même succion **est plus** faible du fait que le petit tube est vide (Figure III.11-a) ;
- **Dans une** connexion en série de pores de tailles **différentes**, « l'effet de goulot » entraîne également, à la même succion, une teneur en eau **plus forte** lors du séchage (Figure III.11-b) ;
- L'angle de contact au remouillage et lors d'un drainage est différent, comme l'illustre l'effet de goutte évoqué par Bear (1969) (Figure III.11-c).

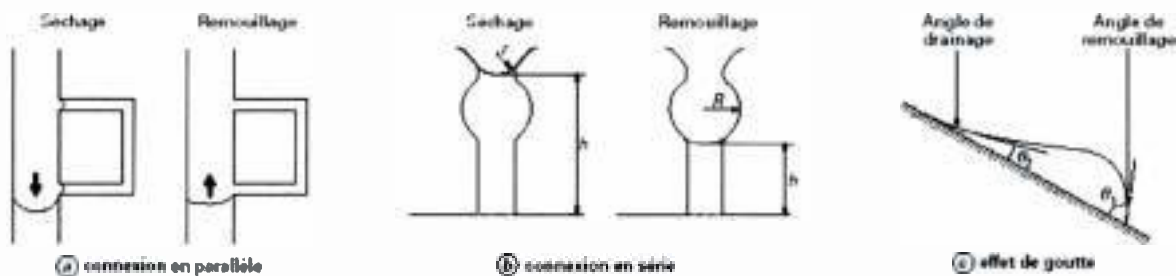


figure III.11. mécanismes invoqués pour expliquer l'hystérésis des courbes de rétention d'eau.

IV.3.2 Courbe de rétention d'eau d'un sol argileux

Le cas des sols argileux est différent dans la mesure où interviennent également les interactions physico-chimiques entre l'eau et l'argile par le biais de l'eau adsorbée, et une **plus** grande déformabilité de l'assemblage de particules qui se rétractent au séchage. La Figure III.2 montre les cycles de variation de la succion réalisées sur une argile très plastique.

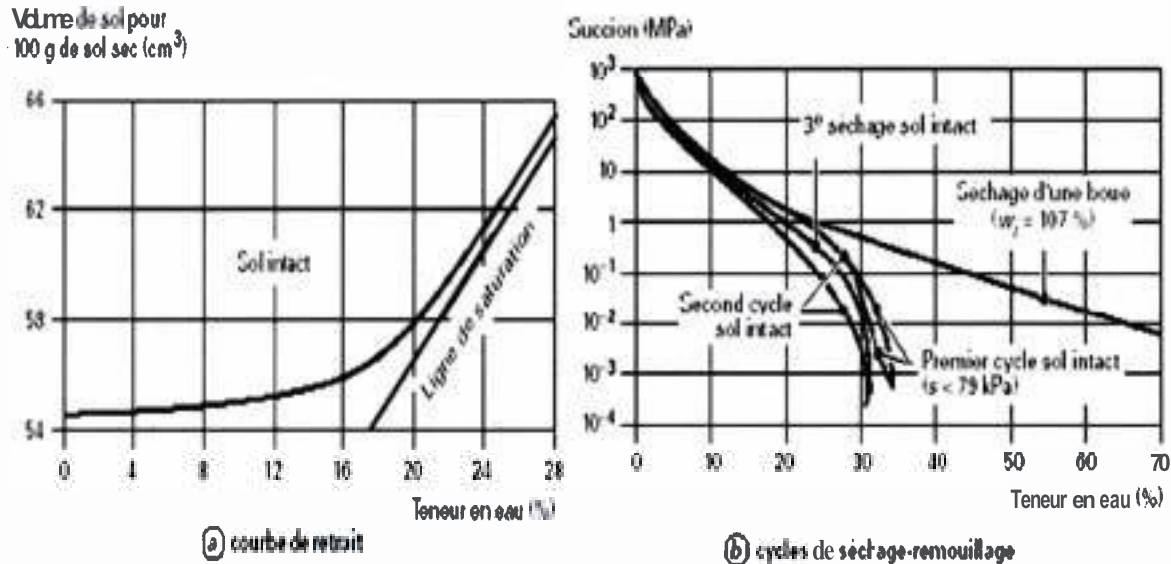
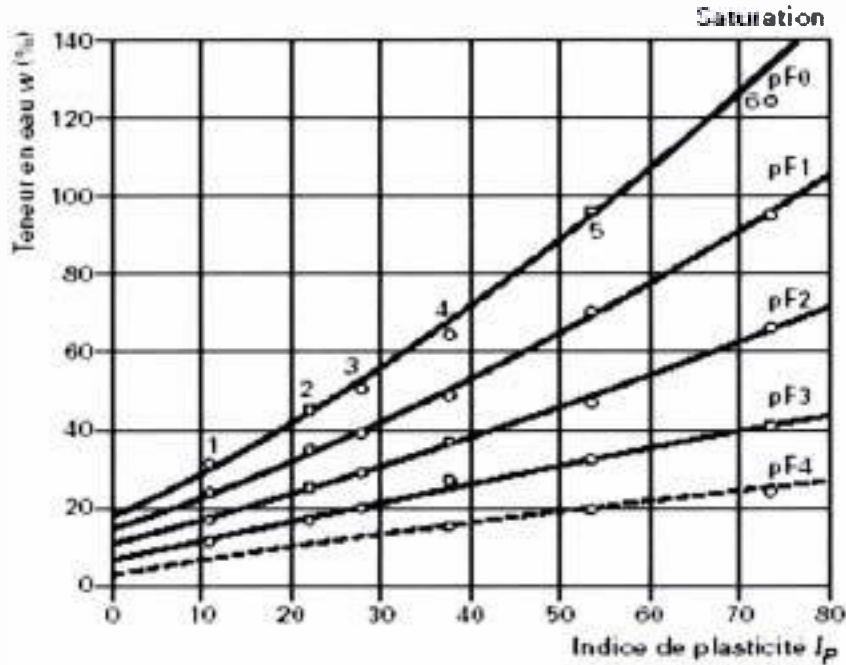


figure III.12. Courbe de rétention d'eau d'une argile plastique (Cmney, 1952; Cmney et Colman, 1961).

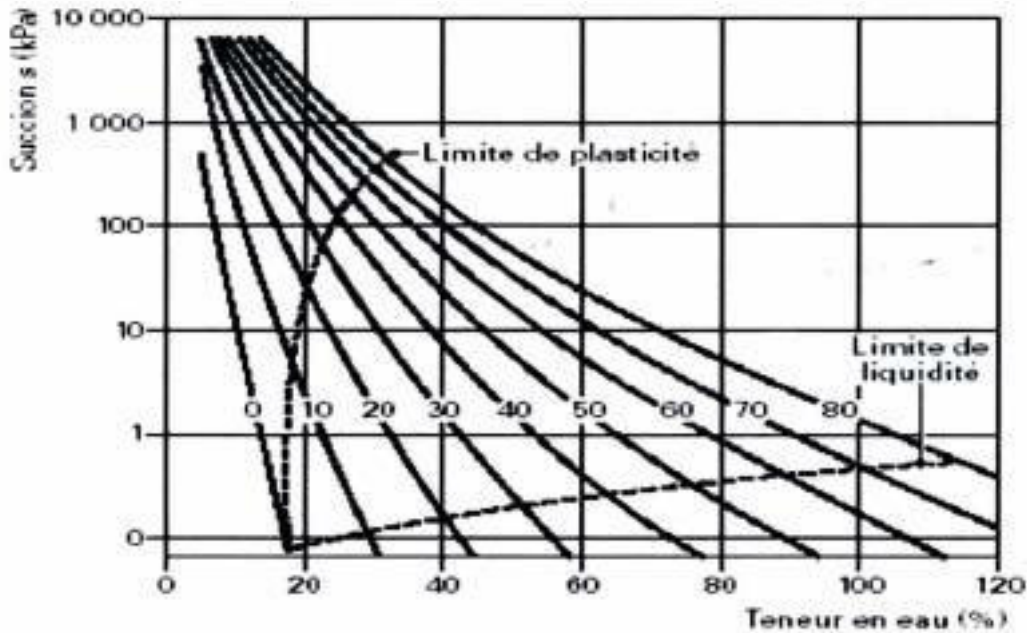
On observe également sur cette Figure la réponse d'un échantillon intact à un chargement hydrique. Un premier séchage jusqu'à une succion de 79 kPa suivi d'une réhydratation permet de revenir à la teneur en eau initiale. Cela a poussé Crony à estimer que la succion de 79 kPa avait été déjà supportée par le sol au cours de son histoire hydrique en période de sécheresse. En revanche, un cycle incluant un séchage à l'étuve (1000 MPa) montre que, après réhydratation, on atteint une teneur en eau plus faible que la teneur en eau initiale (31 %), ce qui correspond à une **légère** contraction irréversible. Le cycle suivant, réalisé dans des gammes de succion déjà supportées par l'échantillon, est réversible et se produit donc sans modification significative de la structure. On observe sur l'argile plastique (Figure 111.12) une hystérésis moins marquée que sur le sable de la Figure 111.10, ce qui est dû aux actions physico-chimiques, distinctes des phénomènes de vidange et de remplissage du milieu poreux.

L'influence importante de la plasticité d'un sol sur ses propriétés de rétention a été clairement mise en évidence dans les travaux de Black (1962) – sur six sols britanniques de divers indices de plasticité. La Figure 111.13a montre les teneurs en eau obtenues pour les six sols placés à des succions de 0,1 - 1 - 10 - 100 et 1000 kPa (c'est-à-dire respectivement à pF 0, 1, 2, 3, et 4). On note que, sous une succion donnée, la teneur en eau est d'autant plus forte que l'indice de plasticité du sol est élevé. Il est possible de représenter également ces résultats sous forme de courbes de rétention d'eau (Figure 111.13b). On comprend mieux ainsi l'effet de l'indice de plasticité sur les courbes de rétention d'eau des sols, avec des courbes de plus en plus décalées vers la droite lorsque la plasticité augmente. Deux courbes donnent les valeurs de succion mesurées aux limites de liquidité et de plasticité : la succion est négligeable à la limite de liquidité ; elle croît et peut atteindre des valeurs importantes (600 kPa pour IP = 80) à la limite de plasticité. Sachant que la limite de retrait, qui correspond au début de la désaturation et au point d'entrée d'air dans le sol, se trouve à des états plus secs que la limite de plasticité, on en déduit qu'un sol plastique peut atteindre des valeurs de la succion importantes avant de se désaturer (Derriche & Cheikh Lounis, 2004).



	Sols	w _L	w _p	I _p
1	Harmondworth brickearth	29	18	11
2	Harmondworth brickearth	42	20	22
3	Harmondworth brickearth	49	21	23
4	Lias clay	62	24	38
5	London clay	82	25	54
6	Aylesbury Gault clay	107	33	74

(a) diagramme de la teneur en eau en fonction de l'indice de plasticité



(b) courbes de rétention d'eau

figure III.13. Effet de l'indice de plasticité sur la rétention d'eau (Black, 1962).

IV.3.3 Méthodes de mesure de la succion

La recherche dans le domaine des sols non saturés exige de pouvoir mesurer, ou à défaut imposer, la succion au cours d'un essai. La succion est une grandeur physique difficile à mesurer. Diverses approches sont nécessaires pour couvrir toute la gamme des succions rencontrées dans les sols, et qui peuvent atteindre plusieurs centaines de méga pascals (Figure 111.14). Cette difficulté technique est probablement l'une des causes du manque de données expérimentales relatives au comportement des sols non saturés, tant en termes mécaniques que de transfert d'eau et d'air. Cronney et *al.* (1958) ont cependant fourni très tôt une description très complète de la plupart des techniques de contrôle et de mesure de la succion dans le sol. De nombreuses techniques reposent sur l'utilisation de pierres poreuses céramiques de très fine porosité, qui ne peuvent être désaturées que sous des succions beaucoup plus fortes que celles appliquées aux sols : ces pierres restent toujours saturées, même lorsqu'elles sont soumises à des pressions d'air, et permettent d'assurer la continuité de l'eau entre le système de contrôle et de mesure et le sol.

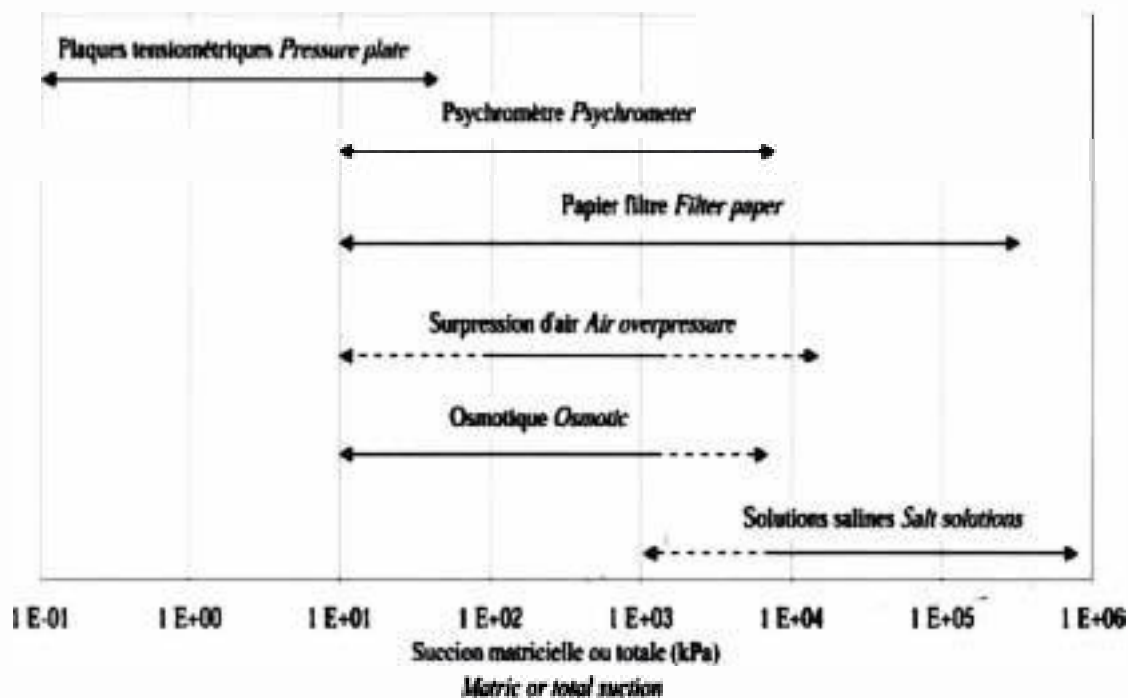


figure 111.14. Gammes de succions accessibles par les techniques de mesure ou imposition de la succion.

a) Méthode du tensiometre à eau

Pour des valeurs de la succion inférieures à 100 kPa, on peut utiliser le **tensiometre à eau**. Il est constitué d'un **réservoir** d'eau **séparé** par une pierre poreuse semi-perméable (plaque en céramique, laissant passer l'eau et pas l'air) sur laquelle repose l'échantillon de sol. L'eau du réservoir se met en équilibre avec la phase liquide du sol par transfert à travers la pierre poreuse. Un capteur de pression permet de mesurer la pression de l'eau à l'intérieur du réservoir (Ridley & Burland 1993, Marinho & Chandler 1995).

b) Méthode du psychromètre

La **méthode psychrométrique** peut être utilisée pour mesurer la succion. Le principe de base présenté dans la littérature (Verbrugge 1978, Edil et *al.* 1984) consiste à déterminer la succion totale du sol en mesurant l'humidité relative de la phase air du sol en équilibre avec la phase eau. La relation entre la succion totale et l'humidité relative est donnée par la loi de Kelvin. Cette méthode est très délicate mais reste fiable pour les succions comprises entre 300 **kPa** et 8 **MPa** avec une plus grande imprécision aux faibles succions du fait d'une plus forte dépendance des variations de **température** dans cet intervalle. Pour la même raison, la mesure de la succion totale *in situ* avec psychromètre n'est pas **recommandée**.

c) Méthode du papier filtre

Une méthode très simple dite **méthode du papier filtre**, permet de mesurer soit la succion totale quand le papier filtre n'est pas en contact avec le sol, soit la succion matricielle quand le papier filtre est en parfait contact avec le sol. Il faut utiliser la courbe d'étalonnage appropriée pour chaque cas (Houston et *al.* 1994). Cette méthode a été introduite par Gardner (1937), pour mesurer la succion matricielle. Cette méthode consiste à intercaler un papier filtre entre deux échantillons de sol. Le principe repose sur le fait qu'à l'équilibre hydrique le potentiel de l'eau de l'échantillon de sol (ou succion matricielle) et le potentiel matriciel de l'eau du papier filtre sont les mêmes. Cette **méthode** permet de balayer une large gamme de succions allant de $pF = \log(s) = 1$ à $pF = 6$ (Fredlund & Rahardjo 1993). La **procédure** de l'essai est illustrée dans la Figure 111.15.

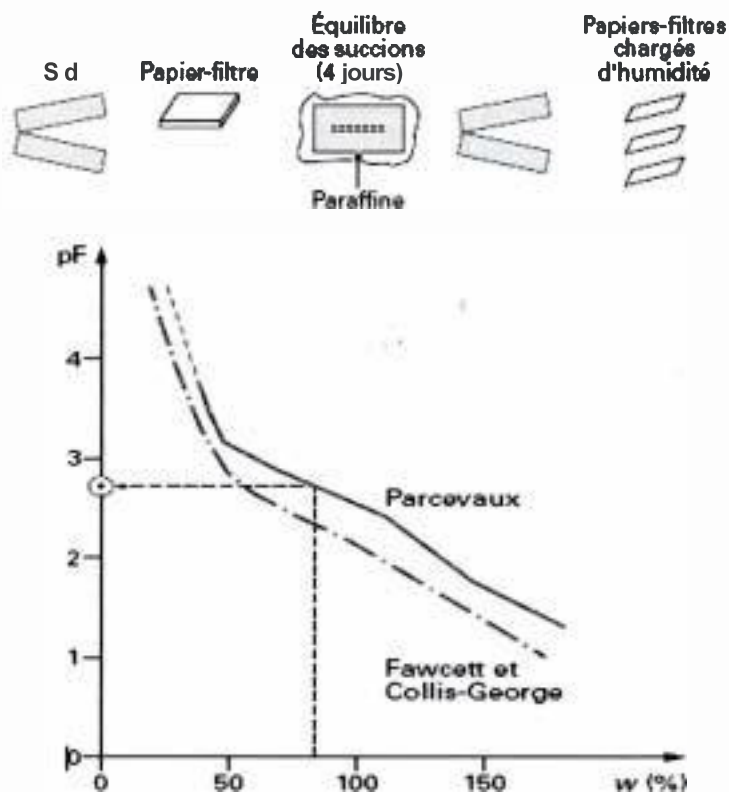


figure III.15. Méthode de mesure de la succion par le papier filtre et courbe d'étalonnage d'un papier filtre type Whatman n°42.

Ridley & Wray (1995), décrivent quelques autres systèmes de mesure de la succion. Une méthode ancienne consiste à mettre en contact le sol à tester avec des corps poreux, dont la variation de **résistivité** en **fonction** de la teneur en eau a **été étalonnée**, et à mesurer la **résistivité** du corps, une fois l'**équilibre** hydrique avec le sol atteint. La connaissance de la courbe de rétention d'eau du corps permet d'obtenir la succion à partir de la teneur en eau. Ce système, applicable pour des suctions comprises entre 50 **kPa** et 3 **MPa**, est **très** sensible à la **salinité** de l'eau interstitielle, et **il** n'est plus **très** fréquemment utilisé. Une autre propriété du corps poreux dépendante de la teneur en eau, utilisée pour obtenir une mesure de la succion, est la conductivité thermique. Ces capteurs ne se sont pas **révélés très** performants à l'usage.

V. CONCLUSION


Les sols non saturés sont définis par la présence à la fois de trois phases ; solide, liquide et gaz. On a présenté dans ce chapitre le mécanisme de l'interaction entre ces différentes phases principalement régi par des **phénomènes** de surface dus à **l'électronégativité** de la surface de la particule argileuse et la polarisation des molécules d'eau. Ce **système** électrostatique est responsable de l'affinité des particules argileuses à l'eau. Il définit aussi une microstructure **particulière** des sols non saturés.

L'affinité des particules argileuses à l'eau crée un champ d'énergie libre qu'on appelle la succion, cette dernière est responsable de toutes les configurations de l'eau et de **l'air** dans la matrice du sol.

On a exposé dans ce chapitre les différentes méthodes de mesure de la succion dans le sol. Cette succion **lorsqu'elle** est **représentée** en fonction de **la** teneur en eau du sol définit la courbe de **rétenion** d'eau dans le sol, qu'on appelle aussi courbe **caractéristique**, car elle caractérise les différents états du sol lorsque sa teneur en eau change.

Analyse de la cinétique de gonflement
d'un sol en fonction
de la disponibilité de l'eau d'hydratation :
Influence du mode d'hydratation sur le gonflement des sols

CHAPITRE IV



ANALYSE DU MECANISME DE GONFLEMENT DES SOLS

ANALYSE DU MÉCANISME DE GONFLEMENT DES SOLS

I. INTRODUCTION

On a montré dans les chapitres précédents que les argiles présentent une constitution **matérielle** qui les prédispose à faire de multiples réactions de type physique (ou **électro-statique**) et chimiques avec **l'eau**. Ces réactions sont à la base du gonflement provoqué par l'hydratation de ces sols, qui n'est pas à confondre avec la détente élastique qui suit le déchargement mécanique du sol.

L'étude des sols **gonflants** ne peut se faire sans la compréhension du phénomène du gonflement au sens physico-chimique et au sens mécanique.

On présente dans ce chapitre l'analyse du **phénomène** de gonflement des sols argileux **compactés** ou naturels.

II. TEXTURE DES SOLS COMPACTÉS

Le gonflement des sols a été largement **étudié** sur la base de l'observation de sa manifestation dans les sols compactés.

La texture est une notion qui vise à décrire la taille, la forme et l'organisation des particules **élémentaires** et du réseau poreux existant au sein d'un matériau. Ces aspects sont **généralement** impossibles à décrire dans leur globalité. C'est pourquoi on utilise généralement des grandeurs physiques associées à la notion de texture et qui permettent de suivre son **évolution** ou ses modifications. On distingue ainsi les grandeurs relatives à la phase solide (granulométrie, **lamellarité**, surface spécifique et porosité structurale), des grandeurs relatives au réseau poreux (volume poreux, distribution en taille de pores et connectivité).

Les propriétés texturales des **matériaux** argileux sont **contrôlées** par la nature des cations compensateurs de l'argile (Cases et al., 1992, 1997 ; Rutherford, 1997 ; Montes-Hernandez et al., 2002) et par la charge du feuillet (**Rutherford, 1997**). Le compactage **mécanique** influe aussi sur la texture des smectites et des bentonites, principalement sur leur structure poreuse. Par exemple, lorsque l'énergie de compactage augmente, la mésoporosité est peu affectée, la surface **spécifique** est constante et seule la macroporosité diminue (Sauzeat et al., 2001 ; Wiebe, 1998). De nombreuses **études** ont permis de montrer que le compactage mécanique modifie la texture des sols **et/ou** des matériaux argileux puisque le réseau poreux est en général **réorganisé** (diminution de la porosité totale lorsque l'**énergie** de compactage augmente). La diminution de la porosité (**macroporosité**) induit des modifications de la perméabilité du matériau et les circulations fluides sont en théorie **minimisées** (Çarman, 2002 ; Jégou et al., 2001 ; **McQueen** et **Shepherd**, 2002 ; Pires et al., 2001).

III. GONFLEMENT DES SOLS COMPACTÉS

Le gonflement macroscopique des sols compactés a **été décrit** par Komine et Ogata (1996). La Figure IV.1, empruntée à cette référence, montre qu'un sol gonflant **compacté** est constitué par un matériau **gonflant**, un **matériau** non gonflant (eg. Quartz) et des vides. Le volume des vides est initialement occupé par l'**air** et l'eau libre. Les molécules d'eau sont adsorbées par le matériau actif-(gonflant). Le gonflement provoque une expansion du matériau gonflant qui occupe alors tout le vide initial avant d'inscrire le gonflement à l'extérieur des limites de l'**échantillon**.

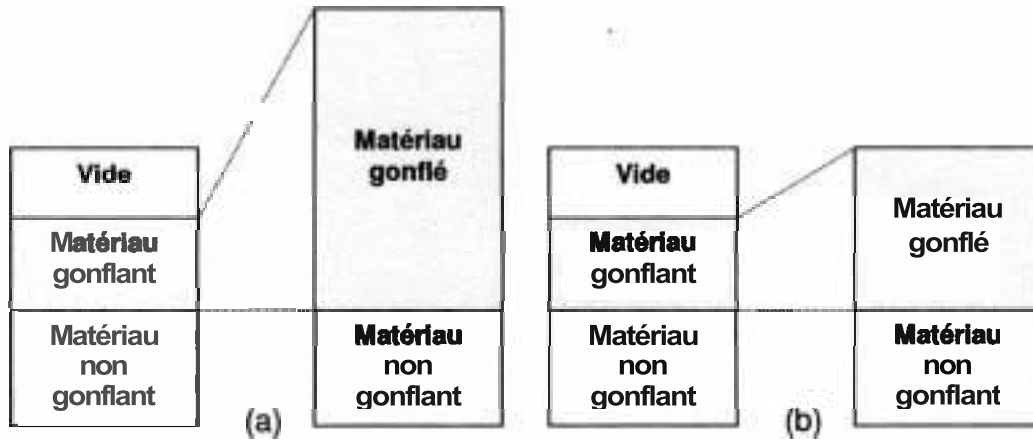


Figure IV.1. Schématisation du gonflement: (a) libre, (b) empêché des sols compactés.

Les travaux de Komine et Ogata (1999) ont clarifié le processus de gonflement des sols compactés constitués de sable et de bentonite. La Figure IV.2 illustre le processus de développement des déformations et de la pression de gonflement lors de l'hydratation d'un sol gonflant compacté.

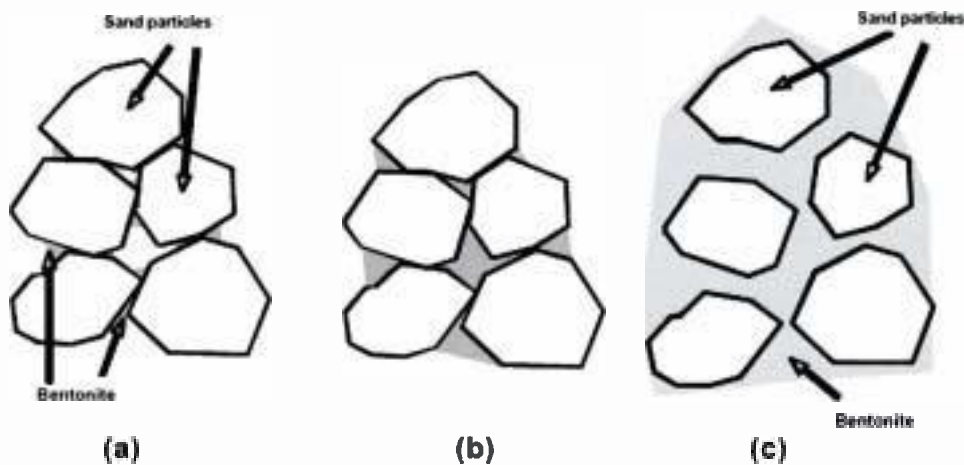


Figure IV.2. Processus de développement de déformation et de la pression de gonflement dans un mélange de sable-bentonite.

- Lors de l'hydratation les particules argileuses absorbent l'eau et commencent à gonfler en occupant le vide contenu dans la matrice du sol.
- Si le gonflement est autorisé (gonflement libre), les particules argileuses continuent à pousser les grains de sable vers l'extérieur.
- Si la déformation est empêchée les particules argileuses gonflent jusqu'à ce qu'elles occupent tout le vide du sol. Lorsqu'elles ne trouvent plus de vide à occuper, la pression de gonflement sera la pression verticale du squelette solide (sable-bentonite).

Ces résultats sont confirmés par des mesures de la pression de gonflement effectuées par Didier (1972) qui montrent que le développement de la pression de

gonflement n'est pas monotone dans le temps. Elle passe par une valeur maximale puis elle chute brusquement (Figure IV.3). La chute de la pression correspond au relâchement de la contrainte qui accompagne le gonflement qui se réalise dans les macropores. Les résultats de Didier (1972) montrent que la chute de la pression diminue jusqu'à disparaître avec l'**augmentation** de la densité du sol.

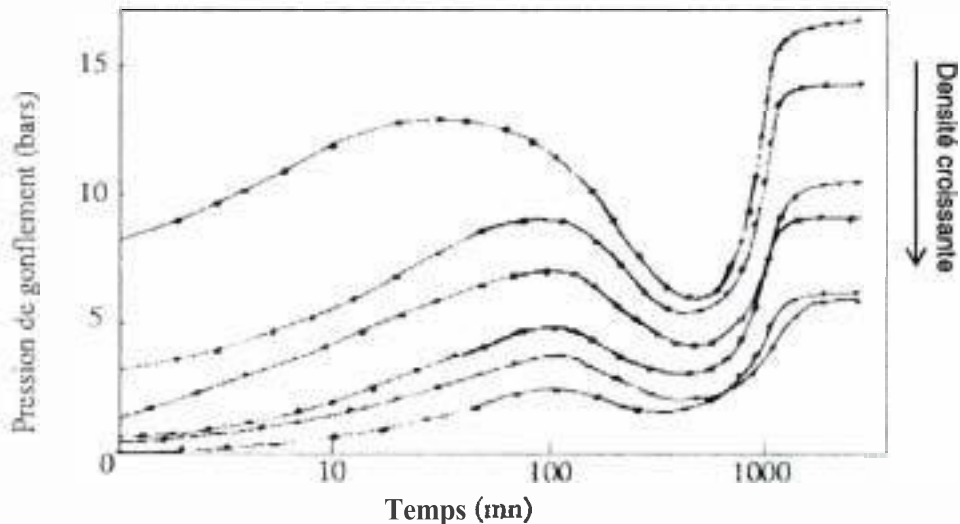


Figure IV.3. Evolution de la pression de gonflement en fonction du temps (Didier, 1972).

IV. MÉCANISME DE GONFLEMENT DES PARTICULES ARGILEUSES

Le processus de gonflement met en jeu séparément ou de façon combinée des phénomènes physico-chimiques variés.

IV.1 Gonflement au sens physico-chimique

En s'engageant dans des réactions avec l'eau, l'argile gonfle. Le phénomène de gonflement paraît relever des causes suivantes:

- L'hydratation des espaces interfoliaires **entraînant** un accroissement de leurs dimensions (augmentation de la porosité interfoliaire) : **Gonflement cristallin**.
- La répulsion entre les particules (augmentation de la porosité interfoliaire et interparticulaire) : **Gonflement osmotique**.

IV.1.1 Hydratation des espaces interfoliaires

Lors de l'hydratation d'une éprouvette d'argile sèche, les molécules d'eau pénètrent à l'intérieur des particules (dans l'espace interfoliaire) et s'organisent en couches mono-moléculaires, puis interagissent avec les feuillets et les cations déjà présents. Cette hydratation favorise la création d'une pression, appelée pression de disjonction, qui a pour conséquence une augmentation de la pression interfoliaire et donc un gonflement de l'ensemble des deux feuillets : c'est le gonflement cristallin. Ce gonflement n'est possible que lorsque les liaisons interfeuillets sont très faibles pour laisser pénétrer l'eau dans l'espace interfoliaire. C'est le cas par exemple, de la montmorillonite. Le phénomène de gonflement est influencé par la nature des cations **interfoliaires**. Ainsi, la montmorillonite sodique (Na⁺) gonfle plus qu'une

montmorillonite calcique (Ca^{2+}) (Dardaine et al., 1985 ; Saiyouri, 1996). En effet, le rayon ionique de Na^+ est plus proche de la taille de la **molécule** d'eau et son interaction avec cette dernière est plus faible que celui de Ca^{2+} . L'eau se répartit alors plus facilement à la surface du feuillet. Dans les argiles **illitiques**, le gonflement cristallin est très faible et il est quasiment inexistant dans les kaolinites.

D'après Tessier (1990) ce type de gonflement ne représente environ qu'une dizaine de pourcents du gonflement macroscopique total. Il est donc nécessaire, selon cet auteur, d'envisager un autre mécanisme de gonflement que celui relevant des seules variations interfoliaires.

IV. 12 Répulsion entre les **particules**

L'**adsorption** des cations par des particules argileuses et la formation de la double couche diffuse sont responsables de la répulsion de deux particules adjacentes (Mitchell, 1993). En effet, dans une argile sèche, les cations sont très fortement adsorbés à la surface des feuillets argileux. Les cations en excès de ceux nécessaires à assurer l'électroneutralité des particules argileuses et les anions associés sont présents sous forme de sels. Si l'argile sèche est placée au contact de **l'eau**, les sels se dissolvent dans la solution, mais les **différents** ions se répartissent de manière non homogène : la concentration en cations devient très forte au voisinage des surfaces argileuses (surfaces externes), tandis que les anions ont plutôt tendance à s'éloigner des surfaces argileuses. La zone ainsi perturbée, **créée** par cette répartition non-homogène de cations et d'anions est appelée **double couche diffuse**. Comme cette dernière est chargée positivement, l'**électroneutralité** du système (**argile/couche** diffuse) n'est alors assurée qu'à l'infini où se trouvent concentrés les anions.

Du fait des différences des concentrations au sein de la couche diffuse, des pressions osmotiques sont développées à chaque fois que les doubles couches de deux particules se chevauchent. La surface argileuse chargée négativement, jouerait alors un rôle comparable à celui d'une membrane **semi-perméable, séparant** deux solutions de concentrations en sels différentes (aucun cation ne vient cependant traverser la surface argileuse). La différence de pression osmotique créée entre les deux particules et la solution à l'équilibre environnant les particules d'argile, est appelée, **pression de répulsion interparticulaire**. On imagine bien qu'à l'échelle macroscopique, ce phénomène d'origine microscopique, répété un très grand nombre de fois, se répercute par l'apparition d'un gonflement observable.

Le mécanisme de gonflement au sens physico-chimique est une augmentation des espaces interfoliaires due à la **pénétration** des molécules d'eau, accompagnée de la création de la couche diffuse qui **résulte** en un gonflement interparticulaire de l'argile. Ce processus est **schématisé** par Gens et Alonso (1992) dans la Figure IV.4.

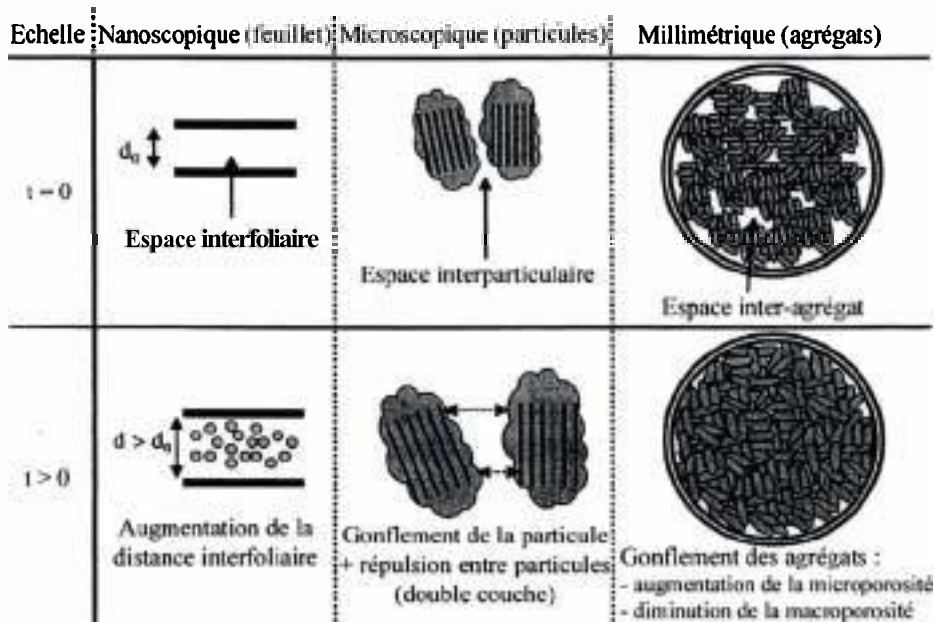


Figure IV.4. Schéma présentant les différentes formes du gonflement (Gens & Alonso, 1992).

IV.2 Gonflement au sens mécanique

Le phénomène de gonflement de même que le tassement, peut provenir d'une modification de l'état de contrainte dans le sol en présence d'eau. En effet, considérons un élément de sol saturé à l'équilibre, si une contrainte extérieure σ_e est appliquée à cet élément de sol, l'eau étant moins compressible que le squelette solide, la contrainte σ_e est immédiatement reprise par la phase liquide et au temps initial $t=0$ on a :

$$u_w = \sigma_e \quad \sigma' = 0$$

Avec u_w désignant la pression interstitielle à savoir la pression de l'eau des pores et σ' la contrainte effective.

Si l'on permet alors au sol de se drainer; un phénomène de **consolidation** va se développer, correspondant à l'expulsion de l'eau et au transfert de contrainte de l'eau sur le squelette solide. Un nouvel équilibre va alors s'établir à la fin de la consolidation pour l'état de contrainte :

$$u_w = 0 \quad \sigma' = \sigma_e$$

Si la contrainte σ_e est alors supprimée, le même phénomène se produit en sens inverse, et immédiatement après la suppression de la charge on obtient :

$$u_w = -\sigma_e \quad \sigma' = 0$$

La pression interstitielle devient négative et opposée à la variation de la contrainte totale. Dans des conditions de libre circulation de l'eau, un phénomène de gonflement va alors se développer, exprimant l'absorption de l'eau et le transfert de

la contrainte négative de l'eau sur le squelette solide, jusqu'à ce que l'état final s'établisse :

$$u_w = 0 \quad \sigma' = 0$$

Il est possible d'affirmer que si la consolidation exprime une diminution de la surpression interstitielle jusqu'à son annulation, le gonflement exprime quant à lui la diminution de la succion ($-u_w$) jusqu'à son annulation.

V. ÉVOLUTION DE LA STRUCTURE DES ARGILES EN FONCTION DE DIFFÉRENTES SOLLICITATIONS

La structure d'un sol est en état d'équilibre dans des conditions données. La modification des conditions hydriques **et/ou** mécaniques, va provoquer une modification de cette structure. L'objectif de ce paragraphe est de montrer comment la structure d'un sol argileux change en fonction de ces **différents** types de sollicitations.

V.1 Influence d'une sollicitation hydrique : Humidification

Saiyouri (1996) montre que dans le cas de l'hydratation de deux montmorillonites, une sodique et une calcique, le gonflement libre **s'exécute** en deux phases : un gonflement intra-cristallin (ou intraparticulaire) et un gonflement inter-cristallin (ou interparticulaire). Le gonflement **intra-cristallin**, correspond aux valeurs de succions supérieures à **6,92 MPa**, composé d'un processus d'insertion de molécules d'eau couche par couche dans l'espace interfoliaire **générant** un gonflement de la particule elle-meme.

Ce processus **génère** progressivement une microdivision des particules, faisant passer le nombre de feuillets au sein d'une particule à une centaine de feuillets, pour les fortes valeurs de succion ($s = 107 \text{ MPa}$), à une dizaine de feuillets, pour les plus faibles valeurs de succions ($< 6,92 \text{ MPa}$). Ce qui conduit à la création de sous particules qui agissent **indépendamment** les unes par rapport aux autres (Figure IV.5). Ce processus est suivi, pour des succions inférieures à **6,92 MPa**, d'un gonflement inter-cristallin, produisant un éloignement progressif de ces **sous-particules** formées. Du point de vue de la structure interne des **éprovettes**, le gonflement se traduit par une **réduction** de la macroporosité (Cui et al., 2002).

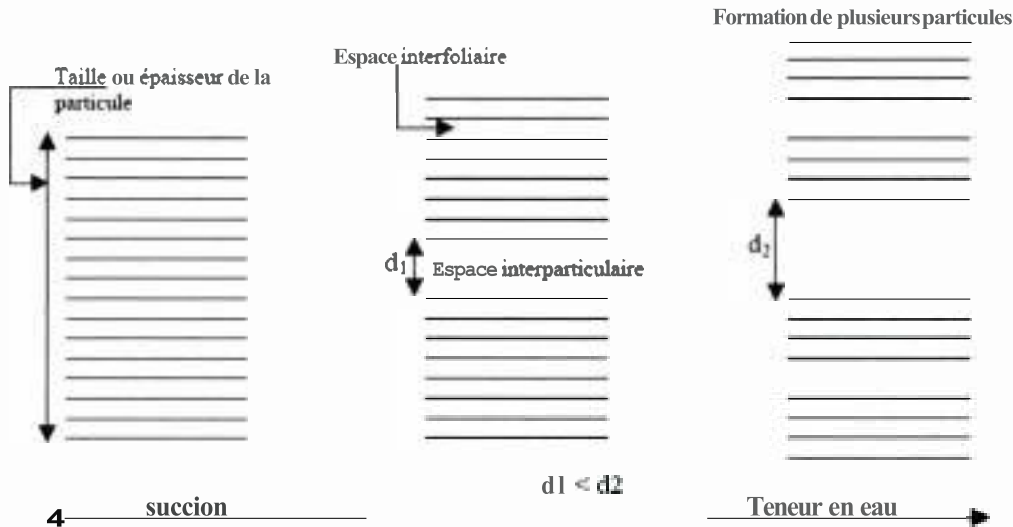


Figure IV.5. Représentation schématique du fractionnement des particules lors de l'hydratation (Saiyouri, 1996).

V.2 Influence d'une sollicitation hydrique : Dessiccation

Au cours de la dessiccation, les particules argileuses ont tendance à suivre en sens inverse le processus d'humidification qui est réversible avant la limite de retrait. En revanche, la dessiccation tend à augmenter le nombre de feuillets par empilements **élémentaires**. Ainsi, **d'après Tessier (1991)**, trois étapes successives peuvent être considérées au cours de la dessiccation d'une montmorillonite calcique. Tout d'abord entre 0 et environ **1 MPa**, où l'augmentation de la suction provoque le départ de l'eau **située** entre les empilements élémentaires, ce qui a pour effet une diminution de la distance interfoliaire. Ce phénomène se poursuit entre 1 et 5 **MPa** environ, mais associé à une formation d'empilements élémentaires de plus grande taille comprenant un nombre de feuillets croissant. Au-delà de 5 **MPa**, l'état d'hydratation de l'espace interfoliaire change, **l'eau** interfoliaire tend à s'éliminer. Le nombre de feuillets par empilement élémentaire continue de croître. Le départ d'eau progressif provoque ainsi une réduction de volume de la particule argileuse par diminution de la distance interfoliaire. Cette réduction du volume des particules argileuses produit une contraction macroscopique du matériau : c'est le phénomène de retrait. Cette contraction du matériau s'interrompt à partir d'un certain seuil de suction car **l'air** occupe tous les espaces de macropores et **l'état** du **volūme** constant sera atteint. La teneur en eau correspondante à cet état **étant** la limite de retrait. Il y a de plus au cours de la dessiccation un développement de la macroporosité due à la contraction des agrégats.

V.3 Influence d'une sollicitation mécanique

Les travaux de Delage et *al.* (1984) sur une argile du Québec et de Qi et *al.* (1996) sur une laponite Na ont montré que la réduction de l'indice des vides au cours d'une sollicitation mécanique **était** due à une réduction de la macroporosité, la microstructure restant pratiquement inchangée. En effet, l'application des contraintes extérieures tend, dans un premier temps, à rapprocher les agrégats, ensuite à les aplatir, puis à les souder si les sollicitations sont particulièrement importantes.

VI. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a explicité le mécanisme de gonflement des sols. **Généralement**, le gonflement met en jeu des **phénomènes** physico-chimiques variés. Le gonflement physico-chimique est l'expression d'une force de répulsion due à la pénétration des molécules d'eau entre les feuillets argileux. Le gonflement mécanique est une déformation élastique due au déchargement du matériau, c'est le processus inverse de la consolidation d'un sol.

Les **différentes** sollicitations, hydrique ou mécanique influent sur la structure interne du matériau gonflant. Plus particulièrement, le gonflement physico-chimique provoque la microdivision de la particule argileuse. Cette microdivision qui génère des particules de plus petites tailles et par conséquent qui ont une plus grande surface spécifique qui augmente l'affinité de l'argile à **l'eau**.

Analyse de la cinétique de gonflement
d'un sol en fonction
de la disponibilité de l'eau d'hydratation :
Influence du mode d'hydratation sur le gonflement des sols

CHAPITRE V

METHODES DE DETERMINATION DES PARAMETRES DE GONFLEMENT

METHODES DE DÉTERMINATION DES PARAMETRES DE GONFLEMENT

I. INTRODUCTION

La reconnaissance précise du **caractère** gonflant d'un sol ne se fait qu'avec la détermination des **paramètres** de gonflement, qui sont le potentiel de gonflement et la pression de gonflement déterminés à partir des essais au laboratoire.

Dans cette partie on présente les différentes méthodes utilisées pour la mesure de ces **paramètres** de gonflement des sols à l'**oedomètre** suivant les diverses procédures décrites dans les normes et règlements internationaux.

II. PARAMETRES DE GONFLEMENT DES SOLS

Avant de présenter les méthodes et les essais de caractérisation du gonflement, il est nécessaire d'arrêter les termes utilisés dans la partie qui suit. Les méthodes directes sont basées sur l'estimation des paramètres de gonflement. Les principaux sont : le potentiel de gonflement et la pression de gonflement.

111 Potentiel de gonflement

L'estimation du potentiel de gonflement est une étape **très** importante pour sélectionner le type d'ouvrage, réparer les dommages et pour le dimensionnement des éléments d'un ouvrage.

Le potentiel de gonflement n'a de sens que pour les sols susceptibles de gonfler. Il existe plusieurs techniques et **méthodes** pour estimer ce potentiel. **Holtz** et **Gibbs (1956)** définissent le potentiel de gonflement d'un sol comme **étant** la variation de volume total d'un sol lorsqu'il passe d'un **état** sec à un état **saturé** sous une charge constante égale à **7 kPa (1 psi)**. **Seed** et al. **(1962)** définissent le potentiel de gonflement comme étant le pourcentage de gonflement d'un échantillon de sol trempé dans l'eau sous une pression de confinement de **7 kPa (1 psi)** après qu'il ait **été** compacté à sa densité maximale et sa teneur en eau optimum selon la méthode de compactage AASHTO.

112 Pression de gonflement

La pression de gonflement est définie comme la pression nécessaire pour ramener le sol à son **état** initial après qu'il a absorbé de l'eau. Malgré qu'il y ait d'autres définitions de la pression suivant la méthode utilisée pour la déterminer.

Dans un essai de gonflement libre, l'échantillon est laissé à gonfler librement puis il est chargé par paliers selon la méthode de compressibilité conventionnelle, la pression qui **ramène** le sol à son état initial avant déformation est la pression de gonflement (**Hardy, 1965; Sridharan, Rao et Sivapullaiah, 1986**)

Dans un essai de gonflement à volume constant, la pression totale dans un **échantillon** inondé augmente sans changement de volume de **l'échantillon**. Dans ce cas la pression de gonflement est **celle** correspondante à la pression à laquelle il n'y a pas changement de volume c'est-à-dire celle qui correspond à une situation d'équilibre des pressions internes et externes. Afin de limiter la perturbation due à l'échantillonnage, la norme ASTM D **4546-95 préconise** l'application d'une correction de la pression de gonflement.

Pour la méthode de gonflement sous chargement (sous charge constante), la pression de gonflement correspond à la pression qui est associée à une déformation du sol nulle, dans le graphe changement de volume en fonction de la pression appliquée à chaque échantillon du sol (**Skempton, 1961 ; Gizienski et Lee, 1965 ; Noble, 1966 ; Matyas, 1968**).

113 Pourcentage ou taux de gonflement

On appelle taux de gonflement l'augmentation de volume d'un échantillon de sol, exprimé en pourcentage de son volume initial. Quoique le taux de gonflement est la

variation de volume associée à la pression appliquée au sol. Ce taux de gonflement est donné par l'expression suivante :

$$\delta = \frac{H_f - H_0}{H_0} \times 100\%$$

$$\text{Avec } \frac{H_f - H_0}{H_0} = \frac{V_f - V_0}{V_0} \frac{e_f - e_0}{1 + e_0}$$

δ = taux de gonflement ;

H = hauteur de l'échantillon ;

V = volume de l'échantillon ;

e = indice des vides de l'échantillon.

Et les indices X_f et X_0 signifient final et initial respectivement.

III. MESURE DES PARAMETRES DE GONFLEMENT

L'œdomètre est largement utilisé pour mesurer les paramètres de gonflement des sols, bien que le **triaxial** ait été utilisé aussi. **Holtz et Gibbs (1956)**, Jennings et Knight (1957) et Lambe et Whitman (1959) sont parmi les premiers qui ont utilisé l'**œdomètre** pour mesurer le soulèvement et par la suite, la pression de gonflement des sols. Il est important de noter que compte tenu de la complexité du phénomène de gonflement il existe un grand nombre de méthodes et de procédures pour appréhender ces paramètres du gonflement des sols. Ces procédures et méthodes sont groupées en deux grandes catégories. Nous ferons la distinction entre celles qui se basent sur :

- La mesure du gonflement sous charge constante ;
- Et celles qui procèdent à la mesure de la pression à déformation constante.

III.1 Méthodes de gonflement sous charge constante

Toutes ces méthodes sont basées sur le gonflement sous une pression constante, le poids du piston, ou autre pression qui peut être appliquée au sol pendant l'essai.

III.1.1 Méthode de gonflement libre (ASTM D 4546-95)

Dans un essai de gonflement libre l'échantillon est mis en contact avec l'eau par inondation complète et est autorisé à gonfler sous le poids du piston de la cellule œdométrique. Une fois le gonflement stabilisé, on applique graduellement des pressions pour reconsolider le sol jusqu'à ce qu'il revienne à son volume initial (Hardy, 1965 ; Sridharan, Reo et Sivapullaiah, 1986) (Figure V.1).

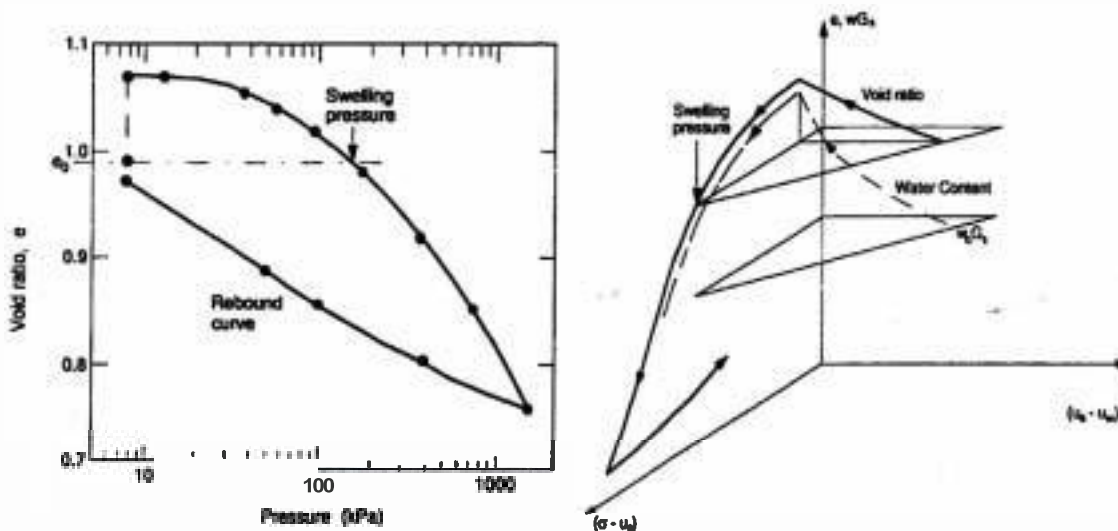


figure V.1. Chemin de contraintes de gonflement libre (Fredlund, 1995).

De nombreuses modifications ont été apportées à cette procédure décrite par la norme ASTM D 4546. La modification introduite par Jennings et *al.* (1973), consiste à charger le sol par sa pression *in situ* pour éliminer les perturbations dues à l'extraction du sol, le décharger par paliers jusqu'à la pression due au poids du piston et continuer de la même manière que prévoit la méthode conventionnelle.

Une variante de la méthode (**appelée** méthode B) consiste à autoriser le sol à gonfler sous sa pression *in situ* puis le charger jusqu'à ce qu'il revienne à son volume initial.

Une autre variante appelée gonflement-consolidation, est largement utilisée pour les sols des montagnes des USA pour déterminer le potentiel de gonflement *in situ* (Chen, 1975 ; Porter et Nelson, 1980 ; Kumar, 1984). Dans cette méthode l'échantillon est chargé par une pression comprise entre 25 kPa et 100 kPa en fonction des conditions initiales. Après 24 heures l'échantillon est saturé par l'eau distillée et est autorisé à gonfler. Lorsque le gonflement est stabilisé, on applique une pression incrémentale jusqu'à le ramener à son volume initial. La pression nécessaire pour comprimer le sol à son volume initial est la pression de gonflement.

Les études ont montré que cette méthode avec ses variantes ne représente pas les chargements *in situ* du sol en place (Brackley, 1975 ; Justo et al., 1984 ; El Sayed et Rabbaa, 1986). Cette méthode présente plusieurs limitations. L'augmentation et la diminution de volume dans le chemin gonflement-chargement-déchargement introduit les effets **d'hystérésis** dans l'estimation de la pression de gonflement. Cependant, l'avantage de cette méthode est que l'estimation directe de la pression de gonflement ne nécessite aucune correction (Fredlund, 1995). Jennings et al., (1973) montrent que le gonflement libre est une méthode suffisante et efficace pour prédire le comportement de gonflement des sols *in situ* sur deux sites en Afrique du Sud.

111.12 Méthode de double œdomètre de Jennings

La **méthode** de double œdomètre est proposée pour la première fois par Jennings et Knight (1957) pour **étudier** les sols compressibles. Maintenant, elle est largement utilisée dans l'étude des sols gonflants avec des modifications qui lui ont **été** apportées plus tard. La plupart des méthodes sont décrites par Jennings et al. en 1973.

Dans un essai au double œdomètre, deux échantillons sont testés. L'un par la méthode de gonflement libre classique c'est-à-dire gonflement puis compressibilité. L'autre est testé à sa teneur en eau initiale (Figure V.2), **il** est ensuite assujéti à un essai de compressibilité à sa teneur en eau initial (sans imbibition). Le **résultat** de ces deux essais s'exprime dans deux courbes de compressibilité, **l'une** pour l'échantillon inondé et l'autre pour l'échantillon à la teneur en eau initiale. La différence verticale entre les deux courbes nous donne le soulèvement total et la pression de gonflement qui correspond au point où **il** n'y a pas de gonflement sous inondation.

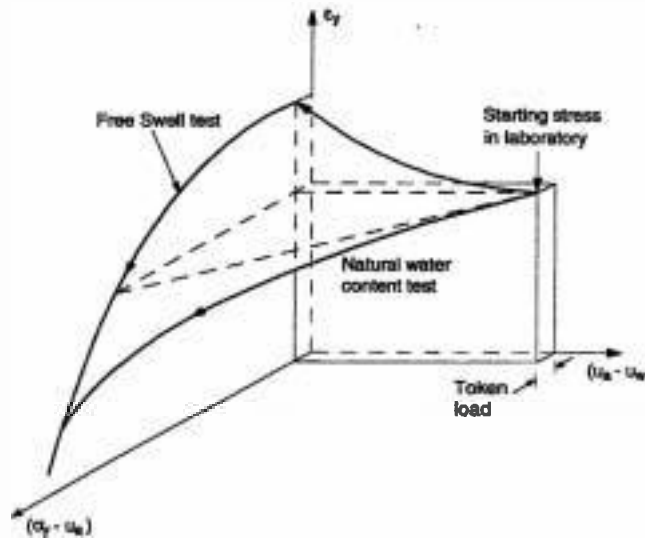


figure V.2. Chemin de contrainte dans la procédure du double œdomètre (Jennings et Knight, 1957)

Cette méthode donne des pressions de gonflement élevées par rapport à l'essai de gonflement libre, puisque la pression obtenue par la méthode de double œdomètre ne correspond pas à la pression qui rapporte le sol à son volume initial, mais c'est la pression qui rapporte le sol à son volume initial sous sa teneur en eau naturelle.

Justo et *al.* (1984) montrent que lorsque le degré de saturation initial est élevé, les deux courbes de déformation-pression sont asymptotiques et se rapprochent vers une pression de gonflement élevée. Lorsque le sol est sec, les courbes sont plus représentatives. C'est pourquoi Justo et *al.* (1984) suggèrent d'ajuster les paramètres de gonflement des argiles humides, par l'introduction d'un paramètre de correction des résultats indiqués par la méthode de Jennings et *al.* (1973).

La méthode du double œdomètre a des limitations tout comme celles du gonflement libre. La supposition basique de cette méthode est l'indépendance du comportement au gonflement des chemins de contrainte. Burland (1975), Brackley (1975) et Justo et *al.* (1984) déclarent que la méthode du double œdomètre est utilisée que lorsqu'on ne s'intéresse pas aux chemins de contrainte suivis lors du gonflement. Justo et Saetersdal (1981) ont montré que la méthode de double œdomètre surestime le gonflement total comparé au soulèvement réel du sol. Weston (1980) indique que la méthode de double œdomètre prédit un temps de gonflement un à deux fois le temps de gonflement *in situ*. Même Jennings (1961) déclare que sa procédure surestime les paramètres de gonflement des sols, et plus tard Jennings et *al.* (1973) suggèrent que la méthode surestime le soulèvement même dans les sols très secs et les sables argileux. Fredlund et *al.* (1980) suggèrent que la méthode du double œdomètre est satisfaisante pour prédire le gonflement et sert de base de comparaison puisqu'elle compense les effets d'extraction du sol autrement dit le gonflement sous humidité naturelle est une démonstration des méthodes d'échantillonnage ou extraction du sol en place.

111.13 Méthode de gonflement sous charges constantes

La méthode de gonflement sous charges constantes est basée sur l'application de différentes pressions sur des échantillons de sol 'identiques' autorisés à gonfler ou tasser librement sous ces charges. Le résultat final des volumes mesurés de chaque échantillon est représenté sur un graphe. La pression de gonflement serait la pression qui correspond à un changement de volume égal à zéro (Skempton, 1961 ; Gizienski et Lee, 1965 ; Nobel, 1966 ; Matyas, 1969), (Figure V.3)

Selon Gilchrist (1963) et Yahia-Aïssa (1999) cette courbe est une droite, tandis que Chu et Mou (1973) trouvent une courbe exponentielle et Philipponnat (1991) trouve une hyperbole.

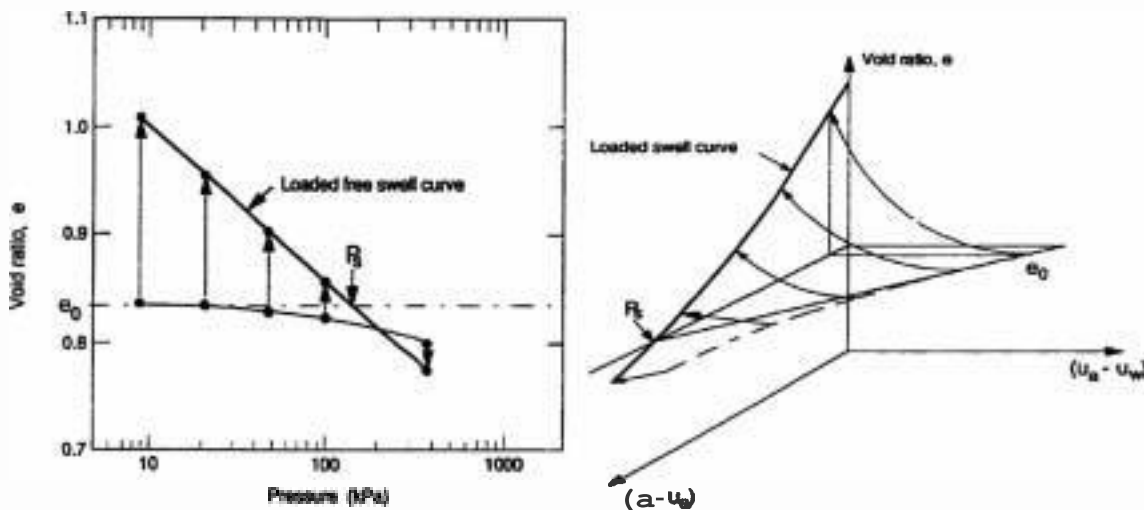


figure V.3. Chemin de contraintes de la méthode gonflement sous charges constantes.

Guiras-Skandaji (1996) a montré que le mouillage de l'échantillon au moment du chargement ou après pré-consolidation de celui-ci sous charge constante influe sur les déformations finales et la pression de gonflement mesurées (Figure V.4). Le comportement lors du mouillage après pré-consolidation engendre des déformations plus importantes et par conséquent une pression de gonflement plus importante. Ainsi pour les faibles charges, l'ordre mouillage de l'échantillon n'a pas une grande influence sur les déformations finales alors que pour des fortes charges l'écart peut être important.

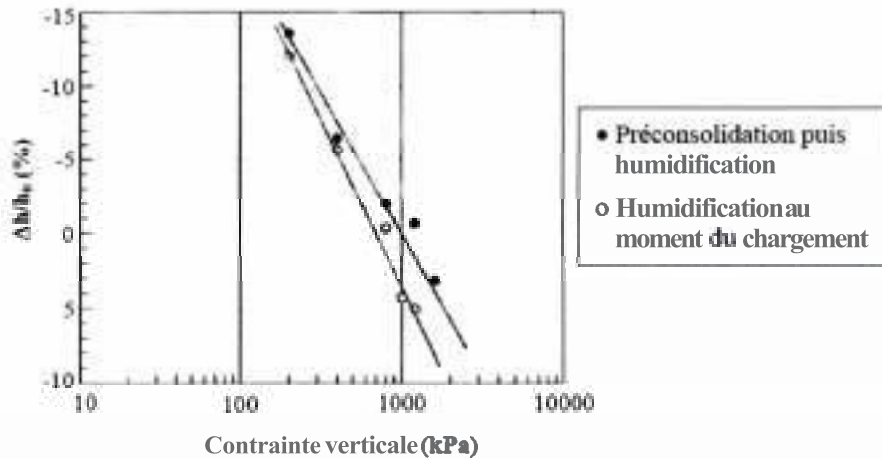


figure V.4. Déformations axiales en fonction de charge verticale pour deux méthodes chargement-humidification (Guiras-Skandaji, 1996).

L'avantage de cette méthode est qu'elle permet de s'approcher le plus des conditions *in situ* (Sridharan et al., 1986). En effet, le gonflement vertical *in situ* se fait généralement sous charge verticale constante. En revanche, l'inconvénient est qu'elle nécessite au minimum trois échantillons identiques, qui dans certains cas, sont difficiles à préparer si l'on veut travailler sur des échantillons intacts. C'est pour cela qu'elle est plutôt utilisée pour des matériaux remaniés.

III.1.4 Méthode directe (Texas) (Jennings, 1969)

Cette méthode est utilisée pour l'estimation du soulèvement des sols remaniés. Elle est essentiellement basée sur la méthode du double œdomètre. Mais les échantillons sont soumis à un cycle de rechargement pour restituer le déchargement des échantillons dû à l'extraction, avant d'être saturés. La pression de gonflement est la pression qui correspond au changement de volume égal à zéro (Figure V.5).

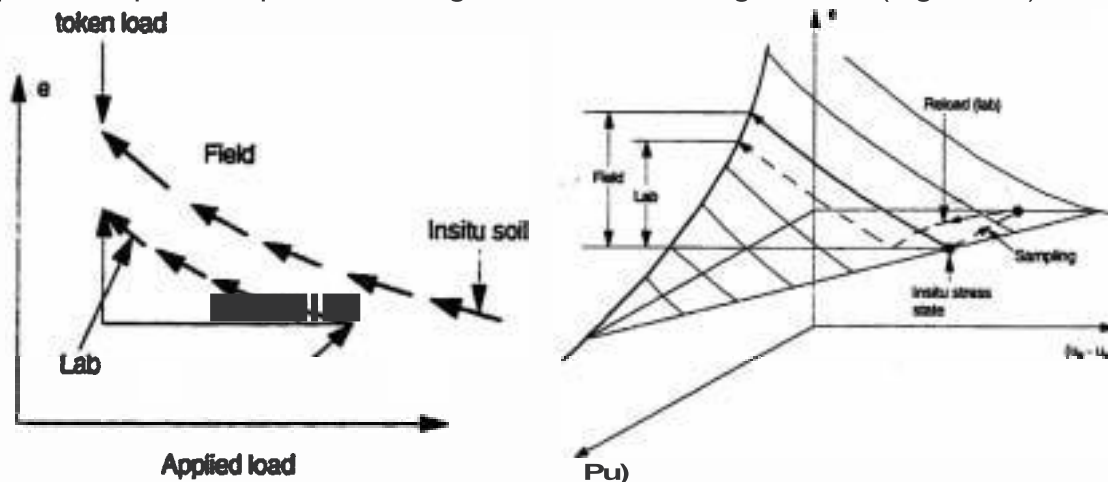


figure V.5. Chemin de contrainte dans la procédure directe (Texas) (Jennings, 1969)

Le soulèvement et la pression de gonflement obtenus par cette méthode sont généralement inférieurs aux valeurs *in situ*. Jennings (1969) a utilisé une méthode de post-analyse (*back-analysis*) des soulèvements enregistrés dans des structures

existantes pour estimer les paramètres de gonflement. Il a montré que le soulèvement prédit par sa méthode (*back-analysis*) ne représente que 50 % du soulèvement observé *in situ*. Fredlund et al. (1980) indique que cette sous-estimation des soulèvements est due à la non prise en compte des effets d'extraction du sol en place.

1112 Méthodes de gonflement à volume constant

Ces méthodes sont basées sur la variation du chargement avec empêchement du gonflement.

III.2.1 Méthode de gonflement à volume constant (ASTM D 4546-95)

Dans un essai de gonflement à volume constant, l'échantillon est chargé par une faible contrainte (p. ex. poids du piston) sous immersion dans l'eau. Le volume de l'échantillon est maintenu constant, en chargeant l'échantillon par paliers de petites contraintes; on continue jusqu'à ce qu'il n'y ait plus de tendance du sol à gonfler. En ce point la contrainte appliquée est égale à la pression de gonflement (non corrigée) du sol. On charge ensuite puis on décharge le sol suivant la procédure œdométrique conventionnelle (Figure V.6).

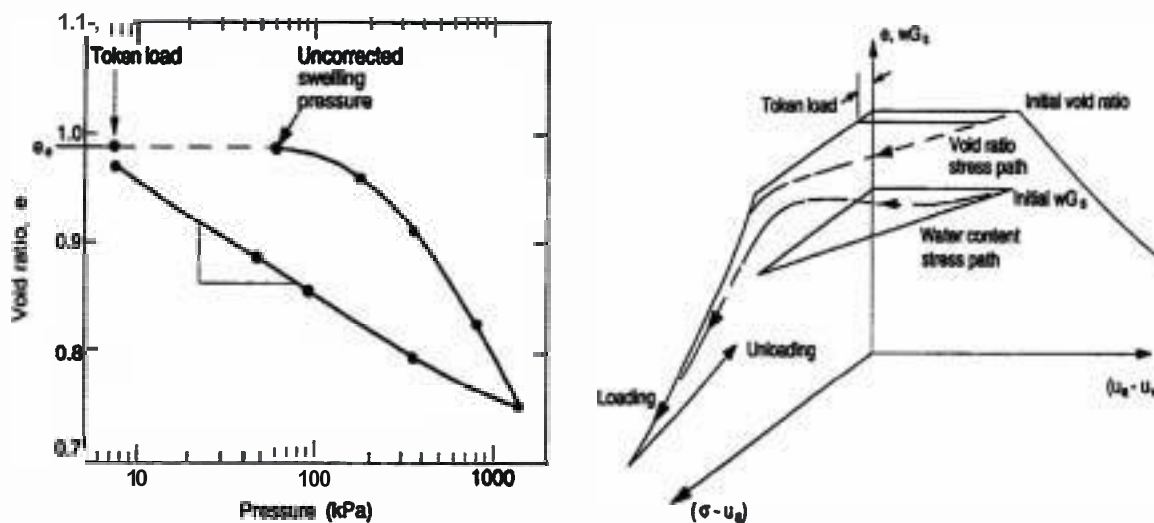


figure V.6. Méthode de gonflement à volume constant (Fredlund, 1995).

Cette méthode est recommandée par plusieurs travaux de recherche (Frydman et Calabersi, 1987 ; Iyer, 1987 et ASTM D 4546-95) à causes des avantages qu'elle ne tient pas compte des chemins d'hystérésis dans l'estimation de la pression de gonflement. Elle présente l'inconvénient que les conditions d'échantillonnage ne sont prises en compte.

L'extraction du sol augmente sa compressibilité, il est impossible au laboratoire de restituer l'indice des vides initial du sol et les contraintes *in situ*. Les ingénieurs géotechniciens utilisent depuis longtemps la correction de la pression de préconsolidation du sol saturé pour palier à ces effets d'extraction du sol. Cependant, on introduit récemment la notion de correction due à l'extraction des sols gonflants (Fredlund et al., 1980) (Figure V.7)

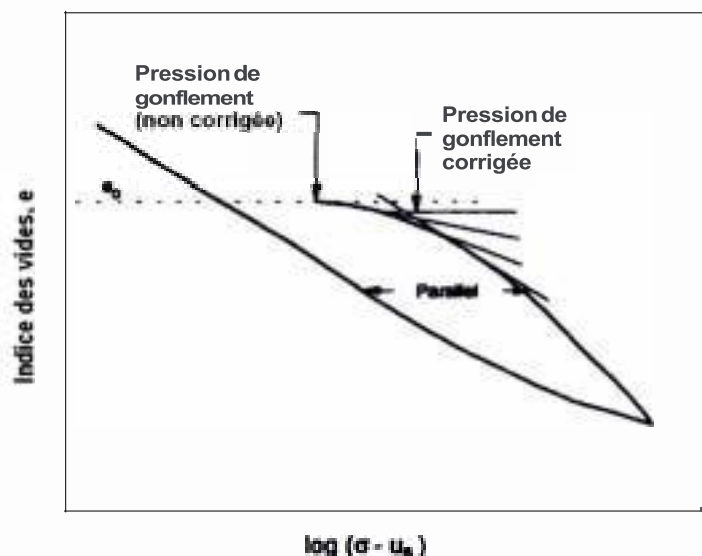


figure V.7. Correction de la pression de gonflement obtenue par la méthode de gonflement à volume constant d'après Fredlund et al. (1980).

11122 Méthode de Sullivan et McClelland (1969)

La méthode de Sullivan et McClelland (1969) est similaire à celle du gonflement à volume constant. Initialement l'échantillon est chargé jusqu'à ce qu'il atteigne sa pression de gonflement, on le décharge ensuite suivant le chemin montré dans (Figure V.8)

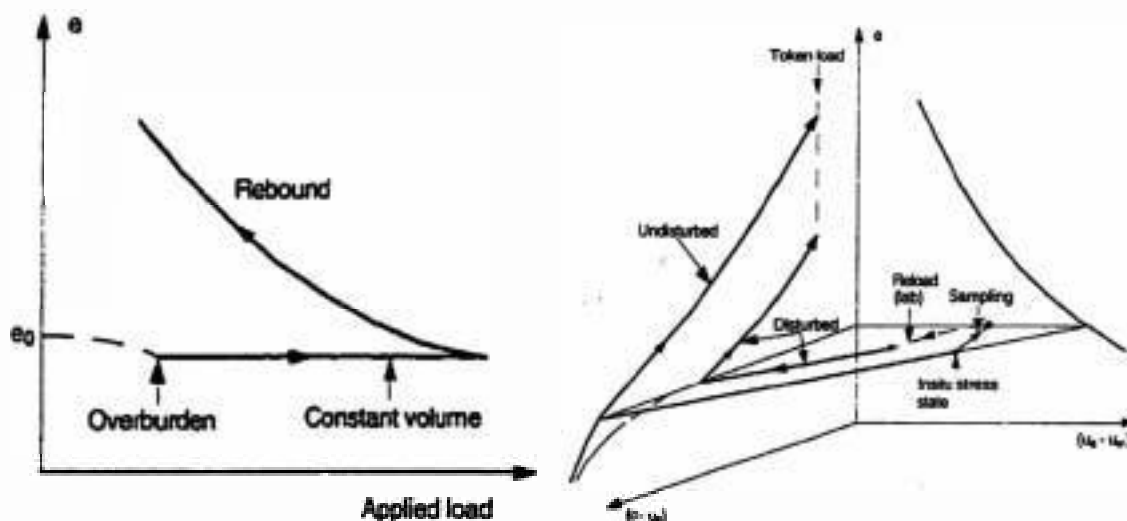


figure V.8. Méthode de Sullivan et McClelland (Fredlund 1980).

Le soulèvement est calculé dans le chemin de déchargement de l'échantillon suivant la méthode conventionnelle de consolidation à l'œdomètre.

1113 Comparaison entre les diverses méthodes

Les méthodes présentées ci-dessus sont les plus utilisées dans l'étude des sols gonflants. Cependant, les paramètres de gonflement qu'elles donnent, diffèrent d'une méthode à l'autre (Brackley, 1975 ; Ali et Alturabi, 1984 ; Sridharan et al., 1986).

De nombreuses études ont montré que les paramètres de gonflement obtenus par les différentes **méthodes** citées sont **très** différents. Ainsi Gilchrist (1963) a montré que les pressions de gonflement obtenues par les méthodes du gonflement libre, le gonflement à volume constant et le gonflement à charges constantes pour des argiles compactées de la région de Regina (Espagne) sont très différentes (Figure V.9)

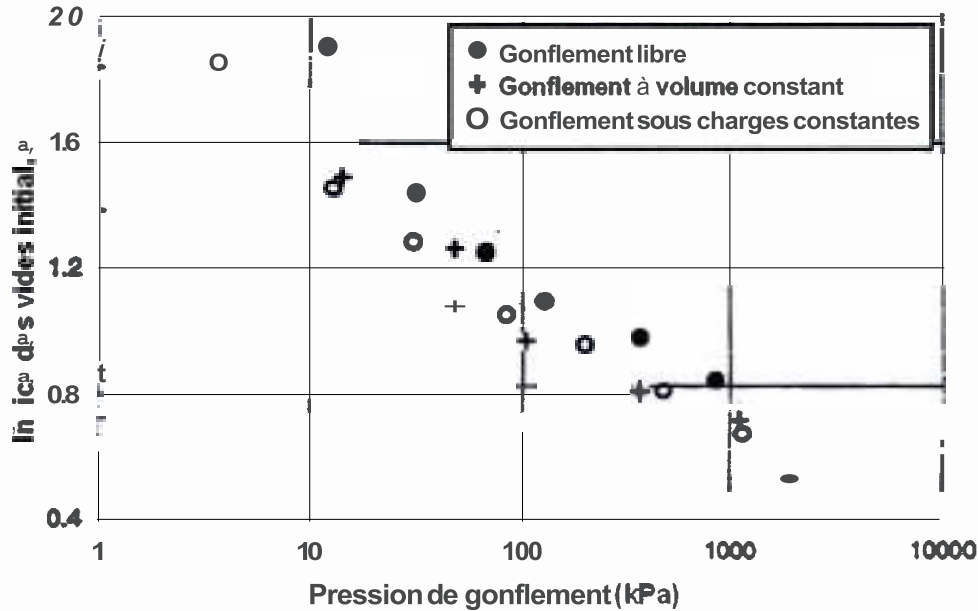


figure V.9. Relation entre l'indice des vides initial avec la pression de gonflement mesurée par trois méthodes (Gilchrist, 1963).

Des résultats similaires, obtenus par Noble (1966) et Lu (1969), montrent que la pression de gonflement augmente inversement avec la teneur en eau initiale du sol et indiquent aussi que la pression obtenue par la méthode de gonflement libre est plus importante que celle donnée par la méthode de gonflement à volume constant (Figure V.10).

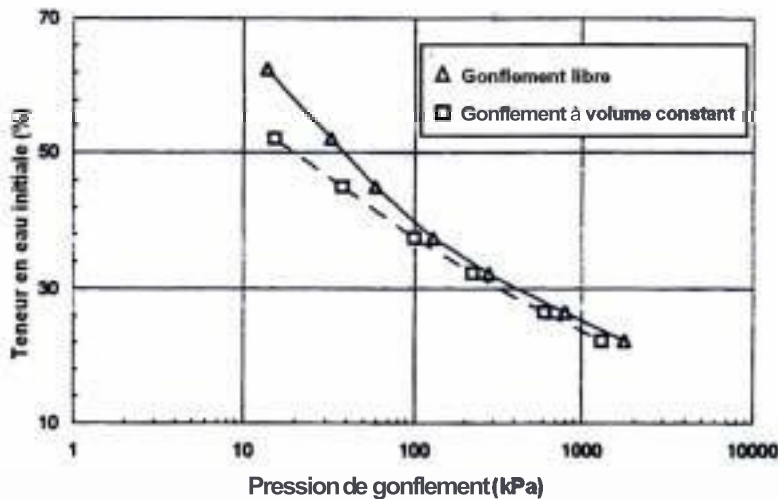


figure V.10. La relation entre la teneur en eau initiale et la pression de gonflement mesurée par deux méthodes (Noble, 1966)

El sayed et Rabbaa (1986) suggèrent que les pressions de gonflement obtenues par la méthode du double œdomètre et par le gonflement libre sont toujours les plus grandes. La raison étant que la quantité d'eau absorbée par gonflement est importante et l'expulsion de cette eau requiert une pression élevée.

Un programme d'investigation *in situ* est conduit par Erol et al. (1987) pour comparer les paramètres des différentes méthodes de mesure de gonflement. Le soulèvement *in situ* est mesuré par un instrument de mesure de gonflement après saturation permanente du sol par des drains de sable allant jusqu'à 4,00m de profondeur. Le soulèvement *in situ* est mesuré pendant 54 semaines et est comparé avec ceux obtenus à partir des mesures au laboratoire (Figure V.11). Les résultats indiquent que les mesures de laboratoire surestiment largement le soulèvement du sol.

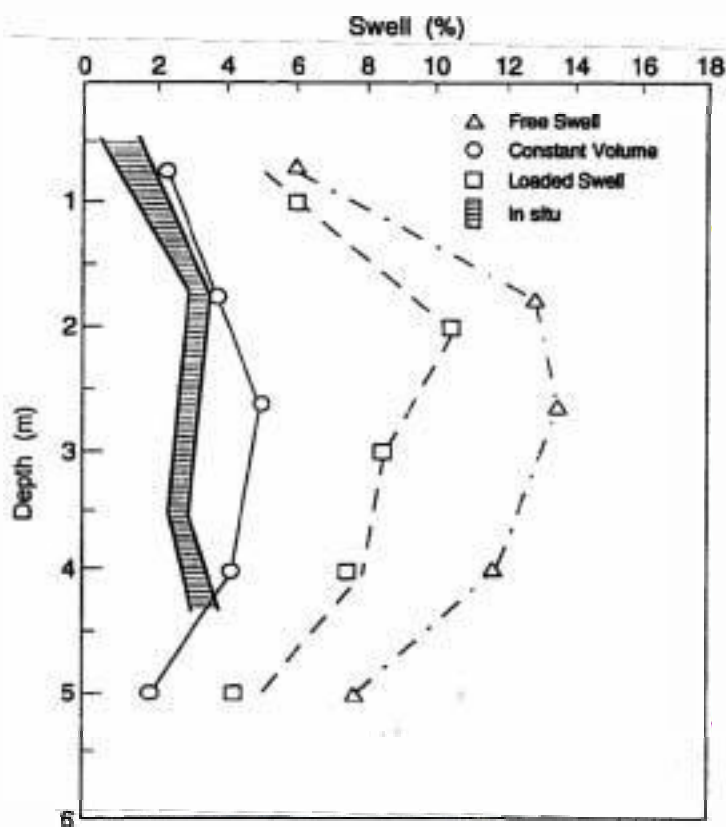


figure V.11. Gonflement mesuré selon différentes méthodes (Erol et al., 1987).

La surestimation du soulèvement a aussi été mise en évidence par Osman et Sharief (1987) dans des mesures effectuées sur des sols du Soudan (Figure V.12). Leurs observations montrent que les valeurs de la teneur en eau finale *in situ* sont inférieures à celles obtenues lors des essais à l'œdomètre.

Par ailleurs, il est intéressant de noter que les gonflements obtenus à teneur en eau contrôlée semblent être plus proches des valeurs mesurées *in situ*.

Ces résultats peuvent indiquer la dépendance du gonflement du mode suivi pour l'hydratation du sol.

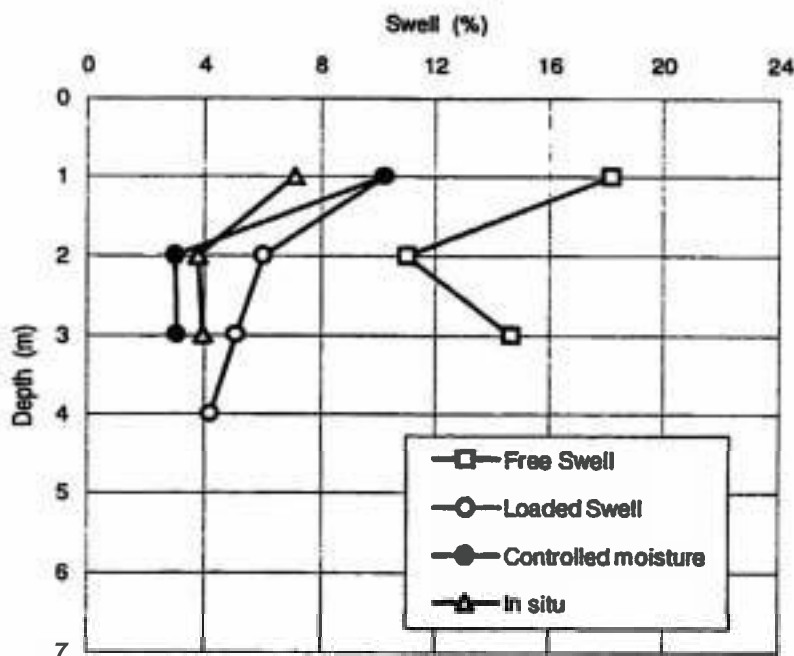


figure V.12. Gonflement mesuré selon différentes méthodes (Osman et Sharief, 1987).

Les méthodes présentées imposent des chemins de contraintes divers et parviennent à des paramètres de gonflement très différents les uns des autres.

La méthode de gonflement libre est très lente (plusieurs semaines). La mesure de la pression de gonflement à volume constant est délicate à mettre en œuvre et demande un appareillage particulier permettant un contrôle précis de la déformation de l'échantillon (déformation presque nulle). Mais, elle semble être la plus avantageuse car l'essai peut se faire sur un seul échantillon et elle est rapide (quelques jours seulement). Cependant, la méthode de gonflement sous charges constantes, bien qu'elle nécessite plusieurs échantillons identiques qui sont difficiles à réaliser, est plus rapide, car elle ne nécessite aucune augmentation de la charge exercée sur les échantillons et permet de définir la pression de gonflement après avoir obtenu l'équilibre sur chacun des échantillons.

En comparant les déformations de gonflement mesurées *in situ* et celles déterminées avec les différentes procédures expérimentales, il semble 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) et soient donc les plus pertinentes. Khaddaj (1992) est arrivé aux mêmes conclusions et a préconisé l'utilisation systématique de la méthode à volume constant, d'une part, pour éviter les hétérogénéités inhérentes à l'utilisation de différents échantillons (essai de gonflement sous charges constantes) et, d'autre part, pour limiter les problèmes de mesure, dus notamment aux frottements parasites survenant à l'intérieur des œdomètre lors d'essais à gonflement libre.

IV. CHEMINS DE CONTRAINTES HYDRIQUES DANS LES SOLS GONFLANTS

De nombreux travaux réalisés à l'œdomètre et au **triaxial** à succion contrôlée ont été consacrés à l'étude du comportement volumique des matériaux gonflants sous sollicitations hydriques. L'objectif de cette partie est d'élaborer une synthèse bibliographique des principaux résultats expérimentaux obtenus sur les sols gonflants, permettant de caractériser les principaux aspects du comportement hydromécanique de ces matériaux.

1111 Compressibilité hydrique des matériaux gonflants

Robinet et *al.* (1997) ont réalisé à l'œdomètre des essais cycliques de **sorption-désorption** sous contrainte verticale constante de **5,5 MPa**, sur un échantillon d'argile de Boom obtenu à partir d'une boue consolidée. Les résultats obtenus sont représentés sur la Figure V.13. Ils montrent une réponse analogue à celle observée dans les mêmes conditions sur le limon de Jossigny (sol non gonflant) (Vicol, 1990). L'évolution de l'indice des vides en fonction de la succion fait apparaître trois zones :

- Une première zone de faible variation de l'indice des vides, associée aux faibles valeurs de la succion ($s < 2 \text{ MPa}$), ce qui correspond à un comportement de type surconsolidé (AB) ;
Une seconde zone dont le comportement est de type normalement consolidé, qui correspond aux succions variant entre 2 et 20 **MPa**, pour laquelle la variation de l'indice des vides est plus significative (BC) ;
- Une troisième zone, qui correspond aux valeurs de la succion supérieures à 20 **MPa**, pour laquelle la variation de l'indice des vides est faible et est réversible (CD). Dans cette dernière zone, les déformations sont élastiques.

Ces résultats montrent également qu'un cycle de dessiccation-humidification entraîne un retrait irréversible. Comme dans le cas des sols non gonflants (Josa et *al.*, 1992 ; Vicol, 1990), la pente de la partie en humidification (DE) est **quasiment** égale à celle de la partie surconsolidée en séchage (AB).

La courbe de la Figure V.13 est la courbe œdométrique contrainte **hydrique**-déformation. Elle représente une autre forme de la courbe de rétention d'eau du sol.

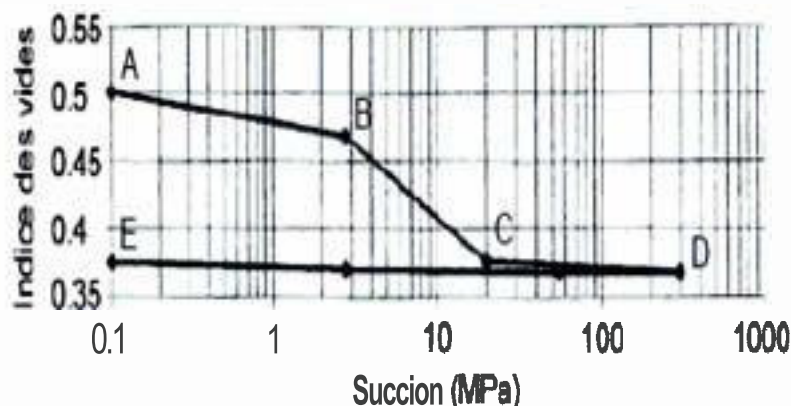


figure V.13. Variation de l'indice des vides en fonction de la succion pour un échantillon d'argile de Boom sous contrainte verticale constante de 5,5 MPa (Robinet et *al.*, 1997).

1112 Influence des cycles de succion sur le gonflement

Plusieurs études ont été réalisées pour étudier l'évolution des propriétés du gonflement, potentiel ou pression de gonflement, au cours de cycles de chargements hydriques successifs sur différents matériaux gonflants. Elles ont montré que le potentiel de gonflement et la pression de gonflement des sols étudiés évoluent avec le nombre de cycles d'humidification-séchage.

Al-Hamoud et *al.*, (1995) travaillant sur six différents sols intacts (composés de 50 à 80 % d'argile dont 80 % sont de **smectite-illite** et le reste de la kaolinite), ont mis en évidence la diminution des propriétés du gonflement avec le nombre de cycles (Figure V.14). Les résultats obtenus montrent un phénomène de fatigue du potentiel de gonflement qui résulte des cycles d'humidification-séchage. Le premier cycle cause la réduction maximale du potentiel de gonflement. Un équilibre du gonflement est atteint après 4 à 5 cycles.

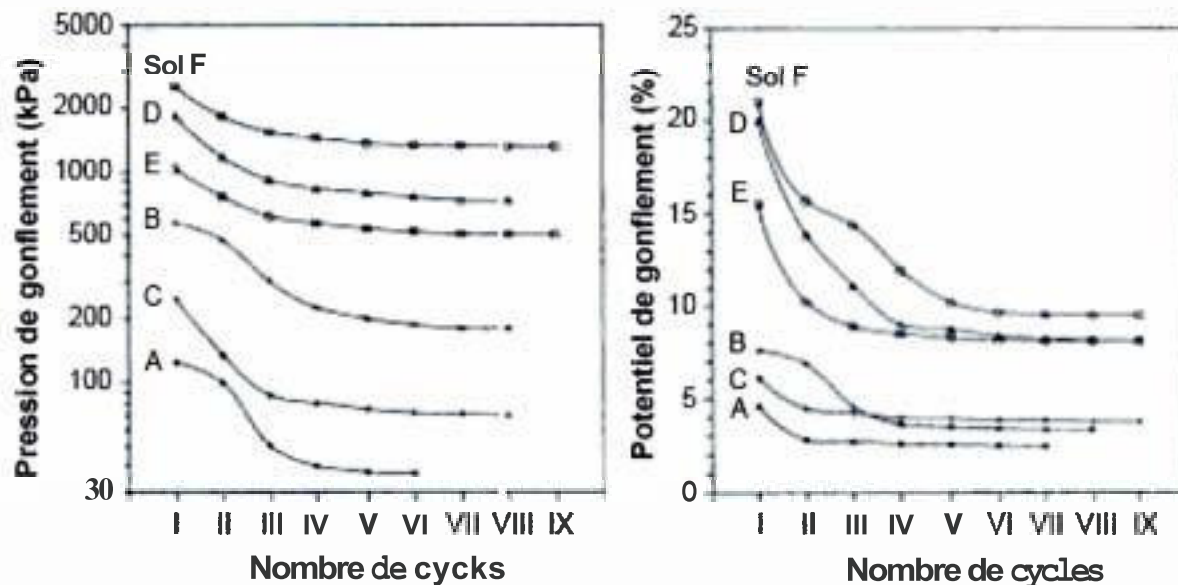


figure V.14. Evolution des propriétés du gonflement avec le nombre de cycles hydriques sur six sols intacts (Al-Hamoud et al., 1995).

V. CONCLUSION

L'expérience montre que la mesure de la pression de gonflement ou du taux de gonflement au laboratoire dépend du type de matériel et de la méthode utilisée, de l'état initial de l'échantillon et du chemin de contraintes suivi. Cette partie de l'étude des sols gonflants montre que la pression de gonflement **et/ou** le taux de gonflement dépendent étroitement de la **méthode utilisée** pour leur détermination.

Les différentes méthodes normalisées **présentées** imposent des chemins de contraintes mécaniques différents et parviennent à des paramètres de gonflement variables d'une **méthode** à une autre. Ces méthodes sont l'objet d'une grande controverse parce qu'elles surestiment la capacité de gonflement des sols.

Des études **très** limitées exposées dans ce chapitre soulignent l'effet du chemin de contrainte hydrique sur les caractéristiques de gonflement **mesurées**.

Analyse de la cinétique de gonflement
d'un sol en fonction
de la disponibilité de l'eau d'hydratation :
Influence du mode d'hydratation sur le gonflement des sols

CHAPITRE VI

FACTEURS QUI AFFECTENT LE GONFLEMENT

FACTEURS QUI AFFECTENT LE GONFLEMENT DES SOLS

I. INTRODUCTION

On a exposé dans le chapitre précédant les différentes **méthodes** de **détermination** des **paramètres** de gonflement en mettant en avant les chemins de contraintes qu'elles imposent à l'**échantillon** teste. On aborde dans ce chapitre les divers facteurs ~~qui affectent le gonflement des sols et compliquent davantage~~ l'étude du phénomène. Les propriétés minéralogiques de la **matière gonflante**, les facteurs anthropiques et climatiques et les facteurs liés aux conditions et modes de chargement du sol qui gonfle.

L'amplitude du gonflement et les forces qu'il engendre dépendent pour une large part de ces facteurs classés en trois catégories :

- Facteurs liés au sol et conditions initiales ;
- Facteurs ~~liés à~~ l'environnement ;
- Facteurs liés aux modes de chargement.

II. FACTEURS LIES AUX CONDITIONS INITIALES DU SOL

II.1 Influence de la composition minéralogique du matériau

En plus de sa qualité, la quantité d'argile gonflante dans un sol est le premier facteur qui affecte le gonflement. En effet, les propriétés gonflantes du sol seront d'autant plus marquées que le pourcentage de minéraux expansifs (montmorillonite) sera élevé (Komine & Ogata, 1994 ; Tabani, 1999 et Xu et *al.*, 2003). Ainsi, à partir d'un mélange de limon de **Xeuilley** (France) et de bentonite calcique (B), Tabani (1999) montre que le potentiel de gonflement passe de 6,3 % à **44,4 %** lorsque le pourcentage massique de bentonite augmente de 10 à 100 %. Dans le même temps, la pression de gonflement croît de 205 à 740 kPa (Figure VI.1).

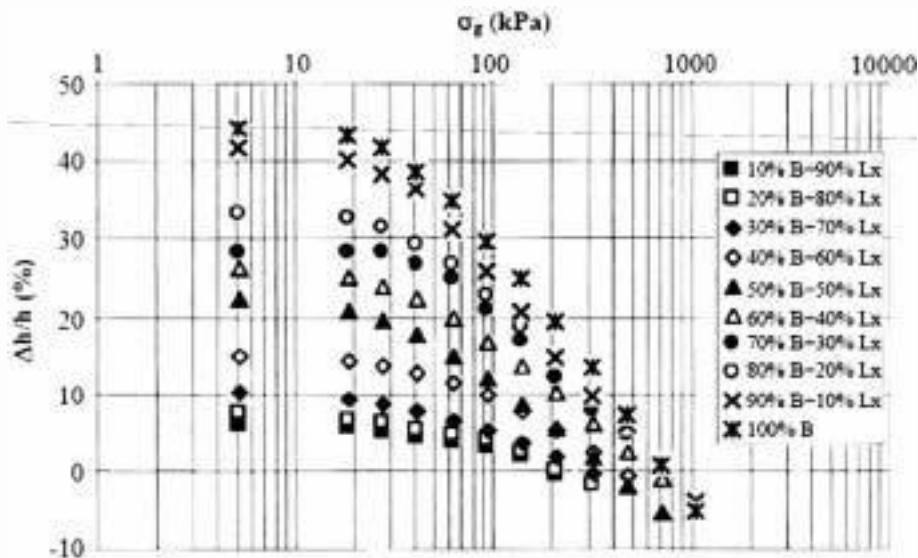


Figure VI.1. Le potentiel et la pression de gonflement en fonction du pourcentage de bentonite (Tabani, 1999).

112 Influence de la teneur en eau initiale

L'influence de la teneur en eau initiale sur le gonflement **dépend** des caractéristiques du sol et des conditions de l'essai. La pression de gonflement mesurée à volume constant serait indépendante de la teneur en eau initiale (Aboushook, 1984). Pour les essais de gonflement libre ou de gonflement sous **différentes** charges, le potentiel et la pression de gonflement varient avec la teneur en eau initiale (Barden et *al.*, 1969 ; Karalis, 1977).

Guiras-Skandaji (1996) a trouvé que la teneur en eau initiale des **échantillons compactés** à la même **densité** sèche, a une influence considérable sur les caractéristiques du gonflement. La pression de gonflement augmente lorsque la teneur en eau initiale diminue (Figure V12). **L'évolution** du taux de gonflement final en fonction de la teneur en eau initiale est linéaire (Figure V13). Cette relation semble introduire une teneur en eau pour laquelle le gonflement sera nul.

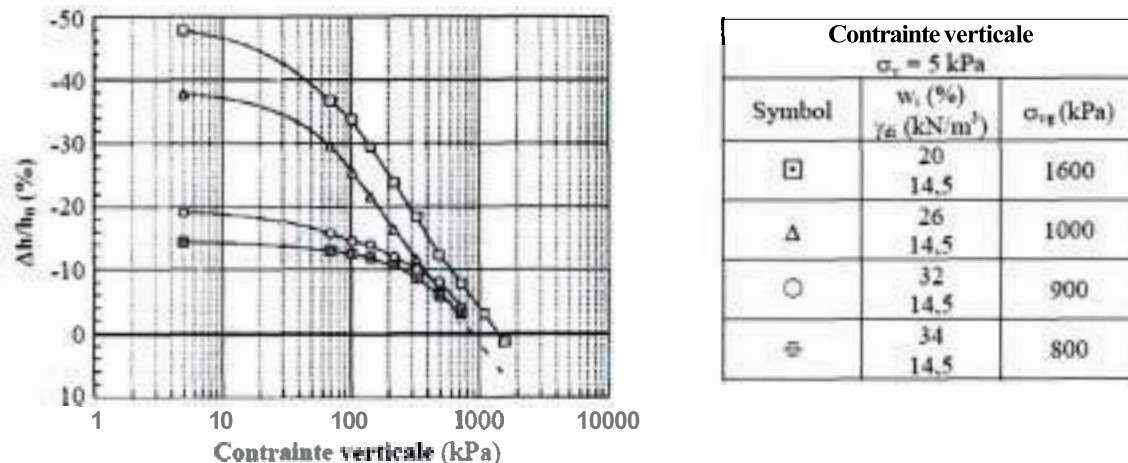


Figure V1.2 Influence de la teneur en eau initiale sur la pression de gonflement mesurée par la méthode du gonflement libre (Guiras-Skandaji, 1996).

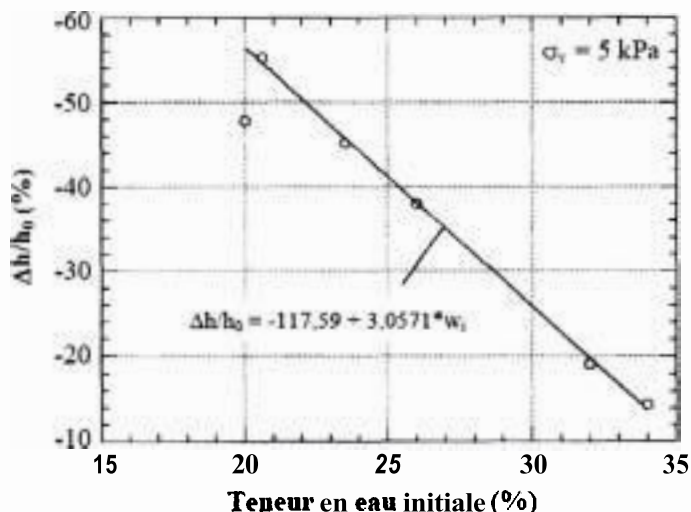


Figure V1.3. Evolution du taux de gonflement final en fonction de la teneur en eau initiale pour la bentonite compactée à un poids volumique sec de 14.5 kN/m³ (Guiras-Skandaji, 1996).

113 Influence du poids volumique sec initial et de la contraente appliquée

Komine et Ogata (1994) ont effectué des essais œdométriques d'hydratation à succion nulle sous différentes charges sur une argile gonflante fortement compactée (bentonite Na) à différents poids volumiques secs initiaux. Les résultats sont représentés sur la Figure IV.4. On peut voir sur cette Figure que le taux de gonflement maximum augmente linéairement avec l'augmentation du poids volumique sec initial et qu'une forte réduction du gonflement se produit avec l'augmentation de la contraente extérieure appliquée. Ce dernier résultat a été déjà trouvé, Komornik et *al.* (1980), et a été confirmé par Romero et *al.* (1998).

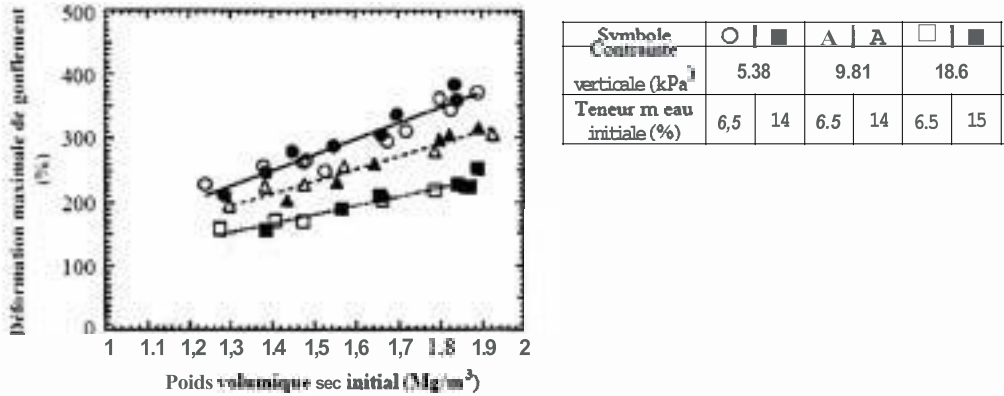


Figure VI.4. Relation entre le taux de gonflement maximum et le poids volumique sec initial (Komine et Ogata, 1994).

Komine et Ogata (1994) ont également montré que la pression de gonflement croît de façon exponentielle avec le poids volumique sec initial (Figure VI.5). Cette observation a déjà été avancée par Push (1982), et d'autres.

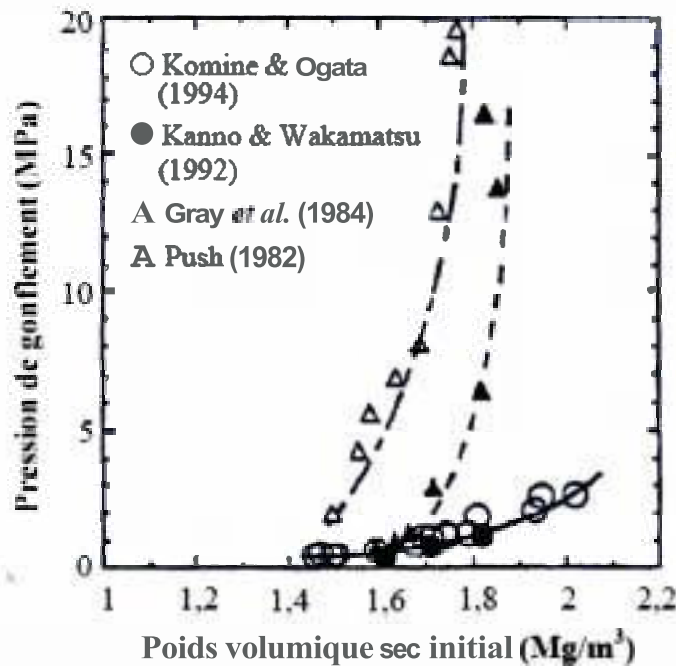


Figure VI.5. Influence de la densité sèche initiale sur la pression de gonflement (Komine et Ogata, 1994).

114 Influence de la succion initiale et du mode de compactage

Comme la pression de gonflement et le taux de gonflement dépendent du poids volumique sec initial **et/ou** de la teneur en eau initiale, en conséquence ils dépendent de la succion initiale, car cette dernière dépend à son tour de ces deux paramètres. En effet, lorsque la succion initiale du sol diminue, la capacité d'absorption d'eau du sol diminue et à la fin de la saturation, le sol aura absorbé une quantité d'eau plus faible d'où un taux de gonflement moins important.

Mou et Chu (1983) ont étudié l'effet de la variation de la succion initiale sur le gonflement d'une argile compactée. Les résultats sont **représentés** sur la Figure V16. Cette Figure montre qu'il existe une relation unique entre la variation du pourcentage de gonflement et de la succion initiale de l'échantillon, indépendamment de l'état initial du sol. De plus, l'allure de la courbe est une droite qui passe par l'origine. En revanche, Guiras-Skandaji, 1996 a constaté que la relation suit une loi hyperbolique.

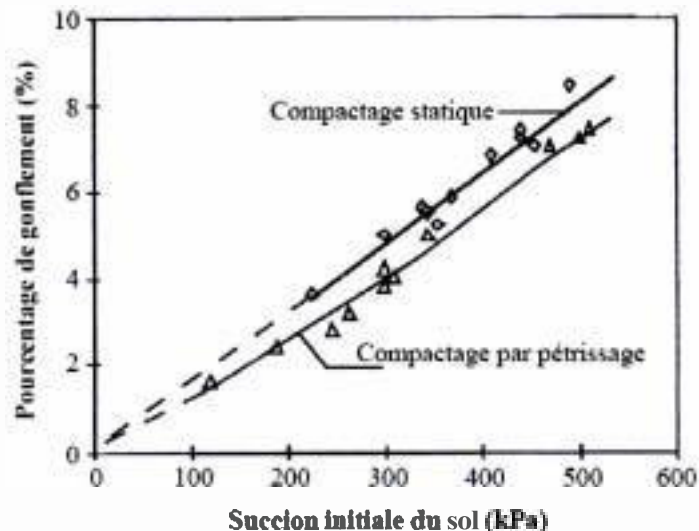


Figure V16. Influence de la succion initiale et du mode de compactage sur le potentiel de gonflement (Mou et Chu, 1983).

La Figure V16 montre également que le gonflement est influencé par le mode de compactage. Les échantillons compactés statiquement aboutissent à un gonflement plus fort. En effet, le compactage statique donne une structure orientée en **parallèle** beaucoup plus marquée que le compactage par pétrissage et aboutit donc un gonflement moins important (Parcher et Lu, 1965, cités par Edil et Alanazy, 1992).

Skempton (1961) et Kassif & Ben Shalom (1971) montrent que la pression de gonflement, mesurée à partir d'un essai de gonflement à volume constant, à l'état saturé est égale à la succion initiale de l'échantillon. En revanche, Alonso et Gens (1993) mentionnent ce résultat dans le cas des faibles succions initiales.

III. FACTEURS LIES À L'ENVIRONNEMENT

1111 Facteurs climatiques

Les conditions climatiques ont une influence directe sur le gonflement des sols. En fonction du climat, chaque sol, est caractérisé par une limite supérieure et une limite inférieure de la teneur en eau. L'étendue entre ces deux limites s'élargit lorsque le déficit hydrique augmente. Lorsque la précipitation annuelle moyenne dépasse l'évaporation on se rapproche de la limite supérieure, à ce moment le potentiel de gonflement devient moins important.

Lorsqu'on veut étudier les changements climatiques on s'intéresse beaucoup plus aux changements d'humidité du sol qui peuvent être dus aux diverses causes dont les principales sont :

- Les variations saisonnières d'humidité dues à la précipitation durant les périodes hivernales et à la sécheresse pendant les périodes d'été. Cette variation saisonnière d'humidité s'amplifie surtout dans les zones à climat aride ou semi-aride ;
- L'existence des constructions. Les ouvrages (construction, route, ..etc.) jouent le rôle d'écran étanche qui influe sur le régime d'échange d'humidité entre l'atmosphère et le sol ;
- La végétation. Les racines des arbres aspirent l'eau du sol qui conduit à son séchage, mais en même temps lorsqu'il s'agit d'une grande surface végétale elle participe à diminuer l'évaporation des eaux du sol ;
- La modification du niveau de la nappe phréatique due aux pompages ou réalisation d'un barrage par exemple ;
- La réalisation des gouttières d'écoulements ou des systèmes de drainage ;
- L'arrosage des jardins ;
- Le chauffage ou refroidissement artificiel du sol ou de l'atmosphère, par exemple l'augmentation des gaz à effets de serre (GES) affecte la température de la Terre ;
- Les causes accidentelles, cassure dans les conduites ou travaux de réparation ou intervention souterraine.

Les changements climatiques sont principalement liés au changement de l'un des paramètres atmosphériques : La température et la pression atmosphérique et leurs effets sur les mouvements du terrain qui se traduisent par des cycles de **gonflement-retrait** du sol (Figure V1.7). Les études des paramètres climatiques sont généralement basées sur les statistiques et la probabilité aléatoire, c'est pourquoi il est délicat de comprendre les aléas naturels et les paramètres qui les gouvernent.

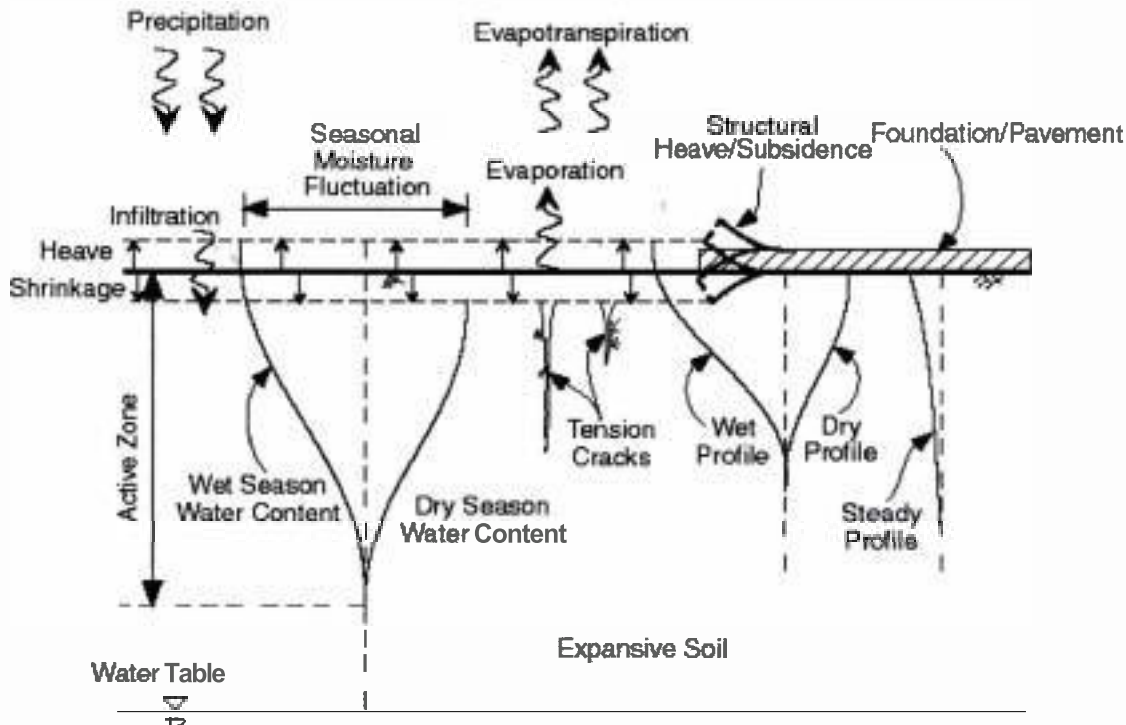


Figure VI.7. Influence des variations saisonnières sur les variations volumétriques d'un sol gonflant non saturé.

1112 **Épaisseur de la couche active**

On appelle couche active, la couche superficielle de la terre affectée par les changements d'humidité dus aux changements climatiques, l'**épaisseur** de cette couche est fonction des changements climatiques et de la profondeur de la nappe phréatique (Figure V1.7).

Au Royaume-Uni, l'épaisseur de la couche active affectée par des changements climatiques fluctue entre 0,9 à 1,7 m ; (Black et al. 1958).

En Australie, l'épaisseur de la couche active fluctue entre 0,9 à **2,0** m (Aitchison, 1965 ; Willoughby, 1965) et est plus grande dans les régions qui contiennent des argiles gonflantes.

Au Canada, dans les zones d'argiles gonflantes, l'épaisseur de la couche active est environ **2,0 m** (Hamilton, 1965).

L'épaisseur de la couche active peut varier dans la même zone lorsqu'on réalise des constructions. Elle peut aller de **2,0 m jusqu'à 5,0 m** après réalisation des constructions.

1113 **Profils de la succion dans le sol**

La modification de l'**état** hydrique dans un sol conduit à des déformations. La couche située au dessus de la nappe phréatique est la plus affectée par les changements d'humidité, autrement dit la variation de la succion se réalise dans la couche active. On peut admettre dans l'hypothèse d'un sol semi-infini que la fonction de la succion s'écrit sous la forme suivante :

$$s = f(z, t)$$

Avec s , la succion à une profondeur z , à l'instant t

Cette expression est valable dans un terrain vierge sans construction. Dans le cas de la présence d'une construction la succion s'écrit sous la forme :

$$s = f(z, t, d)$$

Où le paramètre ajouté d , est la distance entre un point considéré sous la construction et le point donné.

Le mouvement vertical d'un sol est fonction de la succion et par conséquent de tous les paramètres qui affectent la succion. L'équation de mouvement du sol est périodique, sa détermination est un problème complexe non seulement dus aux interventions des paramètres de corrélation, mais aussi, l'hétérogénéité du sol. Parmi les solutions élaborées on trouve celles basées sur la théorie de diffusion de l'**eau** dans le sol à l'état vapeur d'après les travaux de Sokolov et **Amir** (1973) et de **Uzan** et **Lytton** (1978).

Ces travaux montrent que la succion, est une fonction périodique (fonction du temps). Elle passe d'un régime d'équilibre dynamique vers un régime d'équilibre stationnaire après certain temps (tenant compte des effets à long terme du sol). Cette approche de détermination de la succion a **trouvé** une vaste utilisation dans le domaine pratique, citons les travaux de T.R.R.L utilisés pour le centre des aéroports de l'**Angleterre** et dans plusieurs pays de l'**Asie** et de l'Afrique ; et les travaux de

C.S.I.R.O utilisés pour les autoroutes de l'Australie (une présentation de ces travaux été donnée par Cuéllar, 1980).

IV. FACTEURS LIES AUX MODES DE CHARGEMENT HYDRIQUE

L'humidification des sols peut se faire naturellement par plusieurs processus : précipitation pendant les périodes hivernales, remontée capillaire pendant les périodes sèches, imbibition des sols compactés ou une combinaison de tous ces processus. En général les chemins d'humidification ne sont pas toujours les mêmes, surtout **lorsqu'il** s'agit d'une zone aride ou semi-aride (climat à déficit hydrique).

On trouve dans la littérature peu de travaux sur les effets des différents modes d'humectage du sol sur le taux et la pression de gonflement. Citons dans cette **étude** les travaux de **Chen (1975)**, Osman et Sharief (1987), Delgado et Justo (1982). On tentera de montrer expérimentalement dans ce travail l'effet de la disponibilité de **l'eau** d'hydratation sur le chemin de contrainte hydrique suivi par le sol qui gonfle.

IV.1 Imbibition du sol à différentes quantités d'eau (Chen, 1975)

Chen (1975) a réalisé des essais de gonflement pour observer les effets de l'importance de la quantité d'eau disponible sur le gonflement du sol. Il a indiqué que le contrôle de l'humidité de l'échantillon et de la durée de l'écoulement est très délicat dans un essai sur des échantillons de faible hauteur telle que ceux utilisés dans la cellule oedométrique. Il a proposé, alors de contrôler le degré de saturation des échantillons compactés à l'optimum. Il a imbibé des échantillons de sol par des quantité d'eau différentes puis a mesuré la quantité d'eau réellement absorbée par **l'échantillon** à la fin du gonflement du sol. Il a obtenu la relation représentée dans la Figure V18.

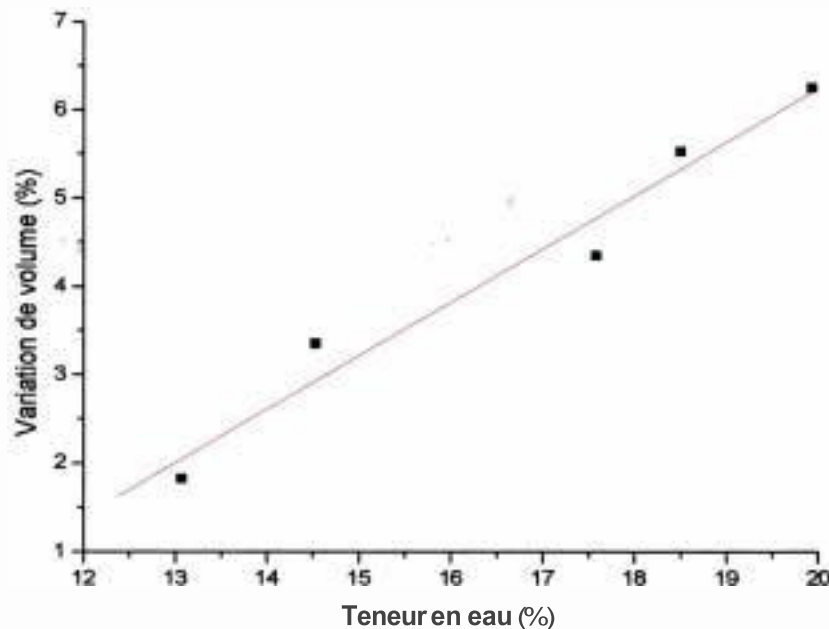


Figure VI.8. La variation de la teneur en eau finale et le gonflement (Derriche, 1994 d'après les résultats de Chen, 1975)

Chen (1975) a montré aussi que la saturation totale du sol n'est pas nécessaire pour causer un gonflement important.

Les travaux de **Chen** (1975) montrent que le gonflement est proportionnel à la quantité d'eau absorbée par le sol. Ainsi le rapport du volume gonflé sur la quantité d'eau absorbée est environ $1/3$, ce résultat, prévu par Sokolov et **Amir** (1973) qui suggèrent que le changement de volume dû au gonflement du sol est compris entre **0,23 à 0,38** de la quantité d'eau absorbée. Ces résultats ne montrent pas la cinétique du gonflement du sol testé, puisque les mesures ont été faites à la fin du gonflement de l'échantillon.

IV.2 Gonflement à succion contrôlée

Une série d'essais de gonflement sur des échantillons compactés à partir d'un sol prélevé de la région **d'Arahal** (Espagne) réalisés par inondation directe et à humectage graduel dans un oedomètre à succion contrôlée ont été réalisés par Delgado (1986) (Figure VI.9, Figure VI.10). Ces résultats ont permis à cet auteur de tirer les conclusions suivantes :

- Sous des pressions faibles ($< 0,1 \text{ kp/cm}^2$) l'humectage graduel du sol résulte en un gonflement inférieur au gonflement obtenu par inondation directe.
- L'inondation brusque de l'échantillon forme des agrégats lors du gonflement ce qui par conséquent donné un volume gonflé important (Stepkowska, 1980 ; Pousada, 1984).

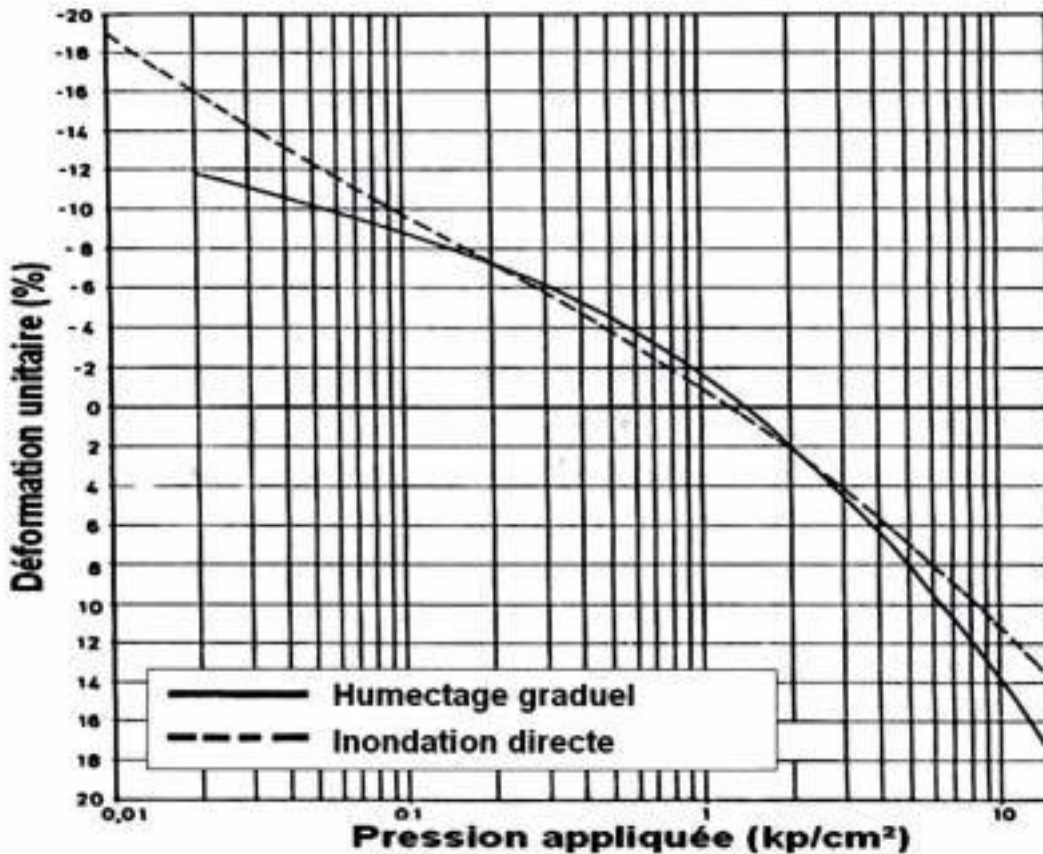


Figure VI.9. Courbe de chargement après gonflement de mode d'hydratation, humectage graduel (succion contrôlée) et Inondation directe de sol de Arahal-A compacté (Delgado, 1986).

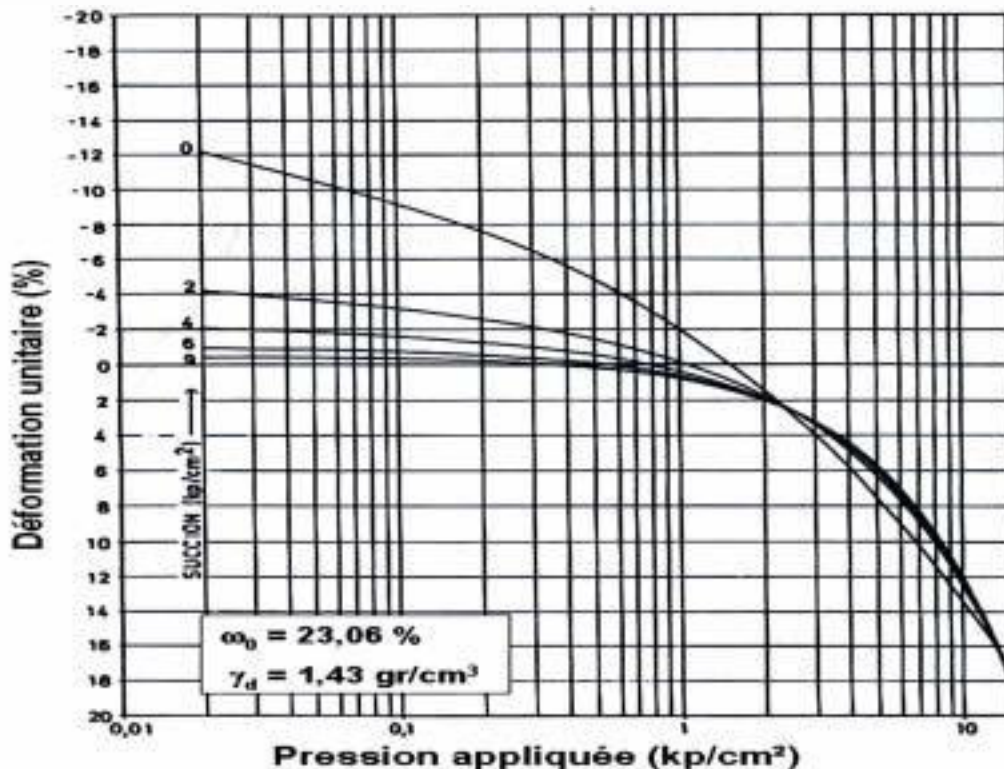


Figure VI.10. Effet de l'humectage graduel sur le gonflement (Arahal-A) (Delgado, 1986)

Les résultats de Delgado (1986) montrent que la méthode de l'inondation directe de l'échantillon dans l'œdomètre ne représente pas les conditions du sol qui gonfle. Il a proposé d'étudier le gonflement dans l'œdomètre à succion contrôlée d'Escario. L'humectage graduel peut représenter plus fidèlement la variation de l'état hydrique dans le sol. Dans la réalité l'eau prend du temps pour atteindre les couches en profondeur du terrain. L'inondation totale du sol telle que pratiquée dans un essai de gonflement à l'œdomètre ne se limite que pour les premières couches d'ordre centimétrique du terrain.

On trouve que la procédure d'humectage graduel est plus réaliste et représente le système sol-atmosphère puisqu'elle prend en compte non seulement le sol mais aussi l'air ambiant. L'utilisation de l'œdomètre à succion contrôlée est lente et fastidieuse et demande une prédiction des gammes de succions qui se réalisent sur le terrain.

IV.3 Hydratation à teneur en eau contrôlée (Osman et Sharief, 1987)

Des essais ont été effectués par Osman et Sharief (1987) sur des sols prélevés d'un site au Soudan, afin de comparer les méthodes de mesure des paramètres de gonflement. Ils ont utilisé comme base de comparaison de mesures de gonflement in situ après une longue période de précipitation pour évaluer trois méthodes de mesure du gonflement au laboratoire : gonflement libre, gonflement sous charges constantes et gonflement à teneur en eau contrôlée. Cette dernière méthode basée sur l'ajout de la quantité d'eau désirée au sol (voir Figure V.12).

Osman et Sharief (1987) ont remarqué que la méthode de gonflement à teneur en eau contrôlée dans un œdomètre à succion contrôlée (œdomètre **d'Escario**) donne des valeurs de gonflement proches du gonflement mesuré *in situ*. Tandis que les méthodes de gonflement libre et gonflement sous charges constantes surestiment le gonflement du terrain, le gonflement libre et le gonflement sous charges constantes sont quatre fois plus grand que le gonflement **mesuré in situ**.

IV.4 Hydratation à des cadences contrôlées

L'hypothèse de l'inondation complète de l'échantillon à l'œdomètre est en **général** pessimiste, elle n'est valable que dans des cas spéciaux. Les essais œdométriques simulant le gonflement d'un sol basés sur l'inondation de l'échantillon ne représentent pas les conditions hydriques, particulières, du sol en place.

Dans le but de rapprocher les essais de laboratoire des conditions réelles du sol, Escario (1967) a réalisé un œdomètre à succion contrôlée appelée « œdomètre **d'Escario** » qui permet d'obtenir, la pression, la succion et la déformation du sol par imposition de la succion dans une enceinte œdométrique.

Dans l'œdomètre à succion contrôlée l'humectage de l'échantillon se fait par diminution graduelle de la succion. Dans cet œdomètre on peut aussi imposer plusieurs chemins de déformation du sol, compressibilité hydrique, gonflement libre.

Partant du principe **d'Escario**, afin de faire ressortir la dépendance du gonflement du mode d'hydratation. Ramdane et Kadri (2003) ont testé de contrôler la teneur en eau du sol au lieu de contrôler la succion, à défaut **d'œdomètre** à succion contrôlée.

Les travaux de Ramdane et Kadri (2003) consistent à contrôler la teneur en eau du sol par hydratation par des petites quantités d'eau variables, 10, 20, 40, 60 cm³ qui sont répétées à chaque fois la stabilisation du gonflement est observée. Les résultats de cette expérimentation sont donnés dans la Figure VI.11 et Figure VI.12.

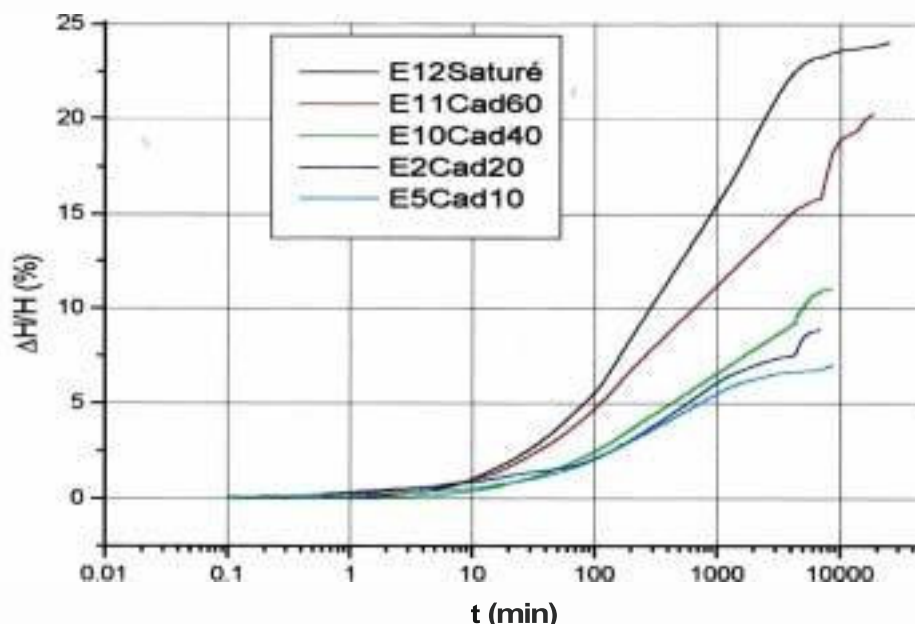


Figure VI.11. Influence du mode d'hydratation sur la cinétique de gonflement du sol de Thénée (Ramdane & Kadri, 2003).

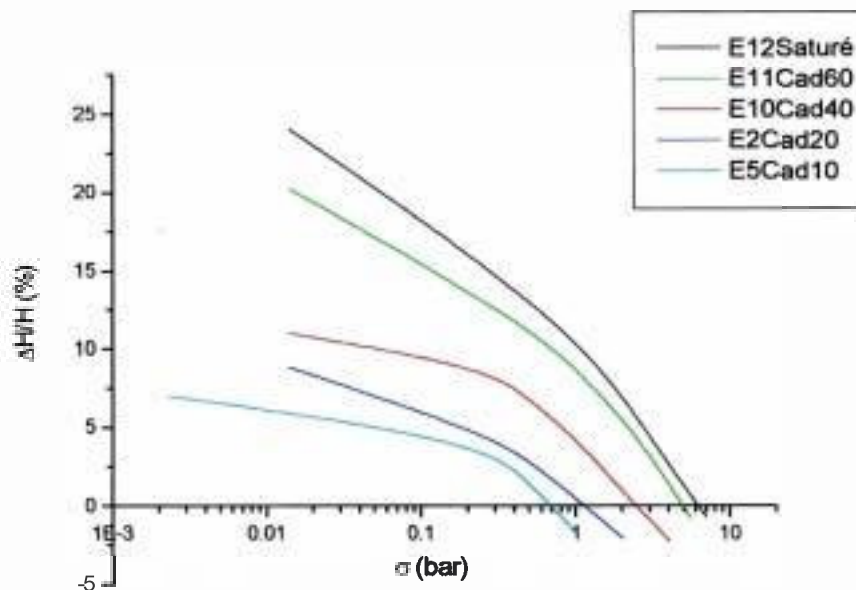


Figure VI.12. Influence de mode d'hydratation sur la pression de gonflement (Ramdane & Kadri, 2003)

IV.5 Discussion des méthodes et résultats

Les résultats de **Chen (1975)** montrent qu'il y a une proportionnalité entre la capacité d'absorption d'eau et le gonflement du sol.

Les travaux de **Delgado (1986)** montrent que l'humectage graduel provoque un gonflement moins important que celui dû à l'inondation directe de l'échantillon et que toutes les courbes de chargement de sol se rejoignent en un point (Figure VI.10). Il semble selon **Delgado (1986)** que ce point corresponde à la pression de gonflement du sol, puisque elle est indépendante au chemin de contrainte hydrique suivi.

Osman et Sharief (1987) montrent clairement que les méthodes de gonflement libre et gonflement sous charges constantes donnent des résultats qui surestiment le gonflement du sol. La méthode de gonflement à **teneur** en eau contrôlée donne des résultats proches des mesures *in situ*. Ce qui démontre que le contrôle des chemins d'hydratation dans un essai de gonflement à l'**œdomètre** est une approche plus réaliste et peut simuler plus **fidèlement** la variation hydrique du sol *in situ*.

Ces résultats bibliographiques montrent que le gonflement des sols mesuré est étroitement lié au chemin de contrainte hydrique imposé. C'est-à-dire lorsqu'on inonde brusquement le sol à l'**œdomètre** ou on l'hydrate graduellement on obtient des résultats différents. Ce qui exprime la dépendance du gonflement au chemin hydrique.

V. CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a exposé les différents facteurs qui affectent les paramètres de gonflement des sols. En premier lieu, on a **présenté** les paramètres liés à l'état du sol en place, sa minéralogie et sa susceptibilité au gonflement. On a abordé ensuite les facteurs climatiques, où **l'eau** du sol est **échangée** avec l'atmosphère. Dans ce cas on considère le système sol-atmosphère comme une combinaison de trois phases. En dernier, on a **discuté** les facteurs liés aux modes de chargement hydrique et à la vitesse d'arrivée de l'eau au sol.

Analyse de la cinétique de gonflement
d'un sol en fonction
de la disponibilité de l'eau d'hydratation :
Influence du mode d'hydratation sur le gonflement des sols

CHAPITRE VII

TECHNIQUES EXPERIMENTALES ET VALIDATION DES DISPOSITIFS D'ESSAI

TECHNIQUES EXPERIMENTALES ET VALIDATION DES DISPOSITIFS D'ESSAI

I. INTRODUCTION

Tel qu'il a été montré dans les sections bibliographiques précédentes, **il** existe une évidence expérimentale qui certifie que le comportement au gonflement des sols dépend étroitement du chemin de contraintes suivi pour le mesurer. Pour la détermination des paramètres de gonflement, on dénombre plusieurs méthodes conventionnellement basées sur l'**œdomètre** s'inspirant des procédures de l'essai de compressibilité. Toutes ces méthodes procèdent par inondation directe de l'**échantillon** testé.

Le degré de saturation (ou l'état hydrique) du sol est étroitement lié aux conditions climatiques de son milieu environnant. **Il** varie avec la topographie du terrain, la **précipitation**, la température, l'évaporation et l'évapotranspiration. Normalement la précipitation n'inonde que les **premières** couches centimétriques du terrain. Au-delà de cette zone superficielle, **il** faut du temps pour que l'eau s'infilte et arrive au sol. La vitesse d'arrivée de l'eau dépend de la perméabilité et du degré de saturation du sol traversé.

On rappelle que dans cette étude, on tente de montrer expérimentalement que le gonflement mesuré dépend non seulement de la quantité d'eau disponible dans le sol mais aussi de la vitesse de son arrivée au sol.

Partant de ce principe, on se propose d'hydrater le sol par des petites quantités d'eau, à une cadence dite contrôlée, et d'observer le comportement au gonflement qui s'ensuit.

Dans ce chapitre on présente les techniques expérimentales adoptées et le dispositif qu'on a réalisé pour répondre à cette exigence expérimentale **précise**. On **présente** le dispositif qui sert à hydrater le sol par des petites quantités d'eau aux cadences **arrêtées**.

II. MATERIELS ET PROCEDURES PROPOSEES POUR LES ESSAIS DE GONFLEMENT LIBRE

11.1 Dispositif d'humectage à cadence contrôlée

La mesure de faibles quantités d'eau est fastidieuse et peut souffrir d'erreur de lecture sur l'éprouvette graduée. Le matériel qu'on a réalisé pour palier à ce problème est un dispositif de contrôle de l'alimentation en eau. Ce dispositif jauge les quantités d'eau d'une manière automatique en fonction des besoins. Pour ce faire il est doté d'un robinet électrique qui se déclenche soit manuellement ou automatiquement pour alimenter les échantillons de sol dans l'œdomètre (Figure VII.1 et Figure V112).

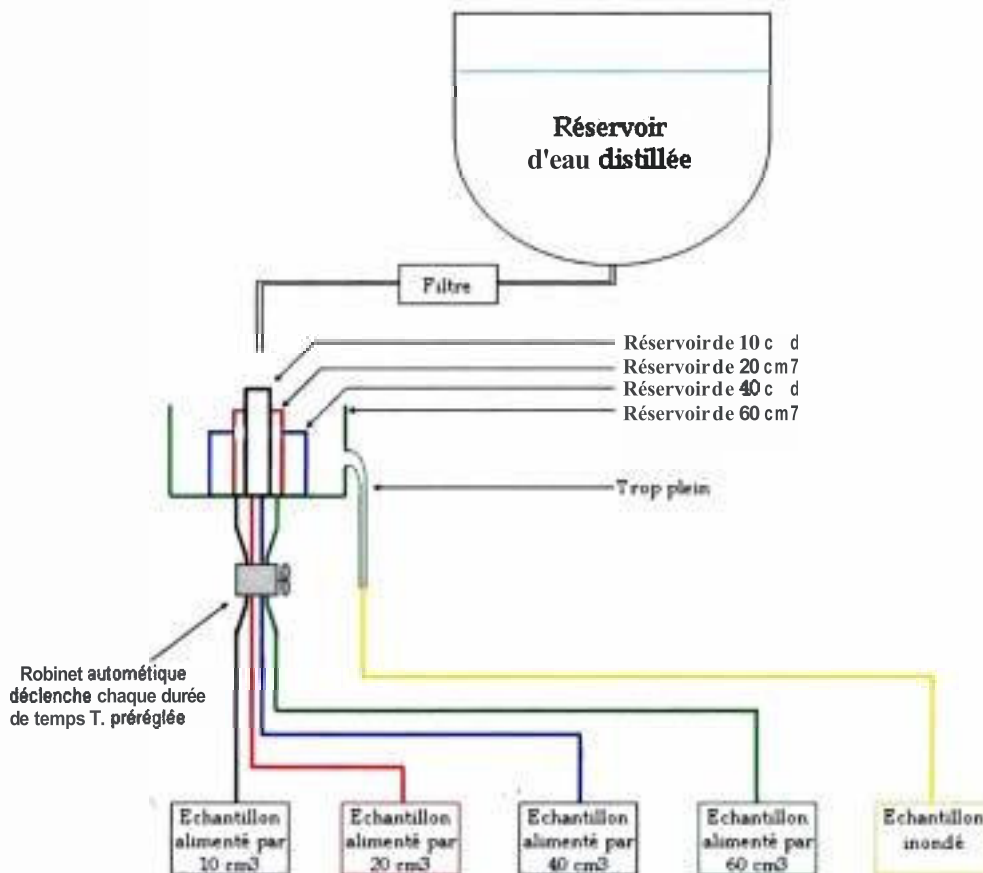


figure VII.1. Humidificateur à faible quantité d'eau à cadence contrôlée.



figure VII.2. Photos du dispositif réalisé (Ramdane, 2005)

Ce dispositif a été conçu et réalisé par l'auteur au sein du laboratoire de géotechnique de l'École «ENTP» pour répondre aux exigences expérimentales de cette étude. Il est composé d'un réservoir rempli d'eau distillée équipé d'un filtre raccordé à de petits réservoirs jaugés de 10, 20, 40, 60 cm³ emboîtés les uns dans les autres pour permettre le remplissage en eau dans l'ordre. Un robinet semi-automatique qui peut se déclencher dans une durée de temps pré-réglée, permet le passage de l'eau dans les tuyaux vers les échantillons testés.

Ce dispositif a fait l'objet d'une série de test de validation. Une attention particulière a été portée au temps nécessaire pour calibrer les quantités d'eau ajoutée à chaque période de temps

112 Description de la procédure d'essai

La procédure utilisée dans ce travail s'inspire de l'essai de gonflement libre à l'œdomètre selon la norme ASTM D 4546. Cependant, le mode d'hydratation ne correspondant pas à cette norme, on a proposée d'humidifier le sol par des petites quantités d'eau arrêtées, augmentées à chaque stabilisation du gonflement. Les étapes de l'essai sont décrites ci-dessous.

- 1) Préparer les échantillons selon la méthode conventionnelle (intacts ou remaniés) ;
- 2) Mettre les échantillons à l'œdomètre sous le poids du piston ;
- 3) Vérifier et confirmer que les réservoirs de l'humidificateur sont remplis d'eau ;
- 4) Raccorder les tuyaux d'alimentation en eau aux cellules œdométriques ;
- 5) Couvrir les cellules œdométriques par un sachet étanche, souple et transparent (ex. cellophane) ;
- 6) Ouvrir le robinet voulu et commencer à mesurer les déformations au comparateur ;
- 7) Tracer les courbes de cinétique de gonflement de chaque échantillon et préciser les points correspondants à chaque moment d'ajout de l'eau.

L'ajout des quantités d'eau se fait par étape, selon le schéma montré dans la Figure V113 :

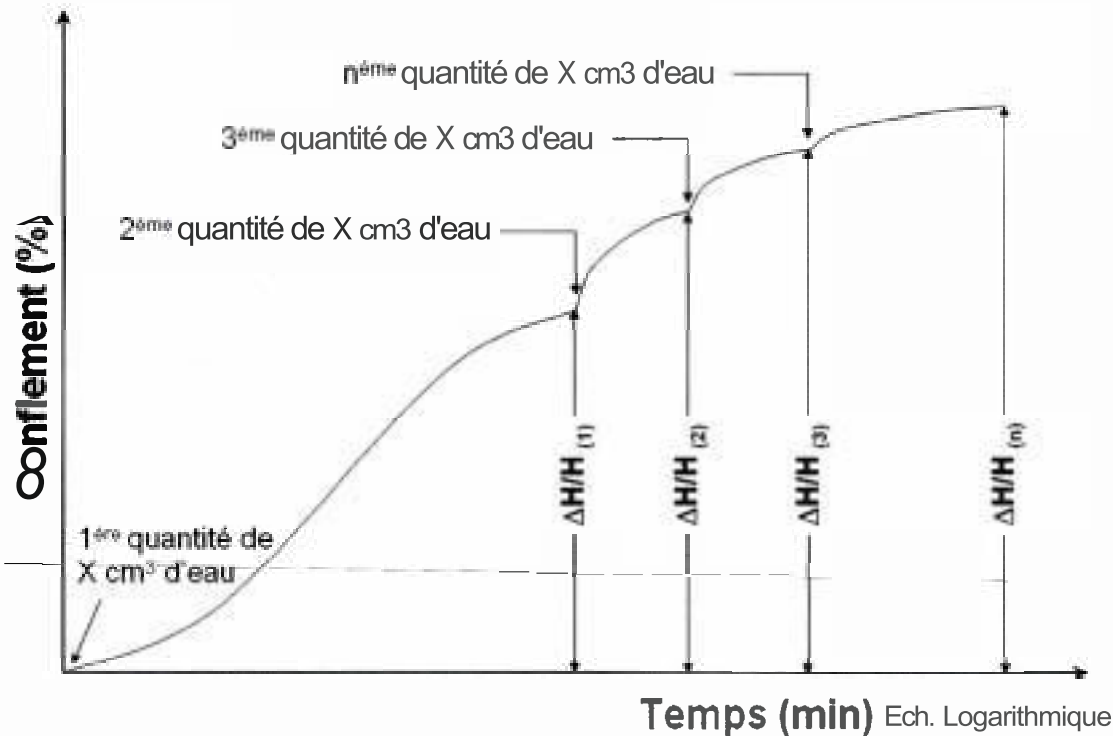


figure V11.3. Description de la procédure d'humectage des échantillons (Derriche, 1995)

La quantité d'eau mentionnée en X dans la Figure VII.3, désigne la quantité rajoutée à chaque fois que le gonflement est stabilisé (cadence de déformation contrôlée). La quantité d'eau X est égale à 10 cm³ ou 20 cm³ ou 40cm³ ou 60 cm³ d'eau.

III. ESSAI DE DETERMINATION DE LA COURBE CARACTERISTIQUE

Pour la détermination de la courbe caractéristique des matériaux utilisés on a opté pour la méthode du papier filtre.

Le papier filtre était largement utilisé dans les sciences du sol et récemment il a été adapté pour la détermination de la succion d'un sol en géotechnique. Le principe est basé sur l'équilibre de transfert de l'eau entre le papier filtre et le sol. Lorsque le transfert se fait à l'état vapeur entre le papier et le sol on obtient la succion totale à l'équilibre. Lorsque le transfert de l'eau se fait à l'état liquide on obtient à l'équilibre la succion matricielle. A l'équilibre la succion du papier filtre et le sol seront égales. On procède à la détermination de la teneur en eau du papier filtre. En utilisant la courbe d'étalonnage du papier filtre (teneur en eau du papier filtre en fonction de la succion correspondante) pour déterminer la succion dans le sol.

Le principe de cette approche est suggéré par ASTM (*American Standard for Testing Materials*) pour déterminer le potentiel de la succion en utilisant le papier filtre (ASTM D 5298).

III.1 Préparation des échantillons

Les échantillons sont préparés comme il est indiqué ci-après :

- 1) Préparation des échantillons à différents teneurs en eau ;
- 2) Maturation pendant **24h**, pour l'homogénéisation de l'eau dans le sol ;
- 3) Compactage statique de deux échantillons dans la bague œdométrique à la densité sèche maximale ;
- 4) Séchage du papier filtre dans l'étuve (chemin par imbibition du papier) ;
- 5) Insérer le papier filtre entre les deux échantillons du sol ;
- 6) Paraffinage du sandwich échantillon-papier filtre qu'on laisse séjourner dans un dessiccateur pendant **7jours**.

112 Courbe d'étalonnage du papier filtre utilisé

Dans ce travail expérimental on a utilisé le papier filtre Whatman N°42. La courbe d'étalonnage utilisée est représentée dans la Figure V114.

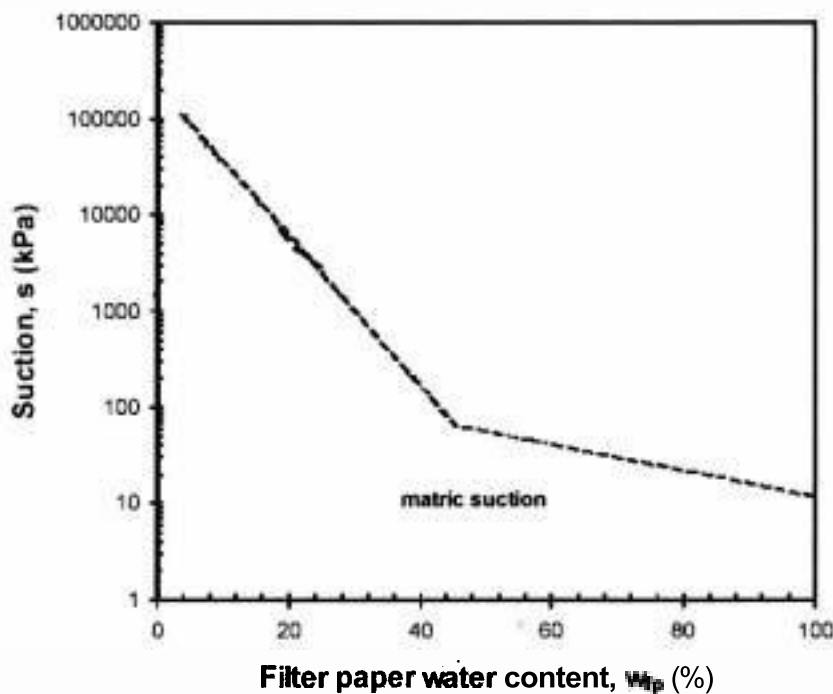


figure V114. Courbe d'étalonnage du papier filtre Whatman N°42 d'après ASTM

113 Procédure de l'essai

Une fois l'équilibre des succions est établi entre la suction du papier filtre et celle du sol, on retire le papier pour déterminer sa teneur en eau. Cette teneur en eau est projetée sur la courbe d'étalonnage pour avoir la suction du papier filtre correspondant à cette teneur en eau. La teneur en eau du sol est vérifiée par ailleurs. (Figure V115).

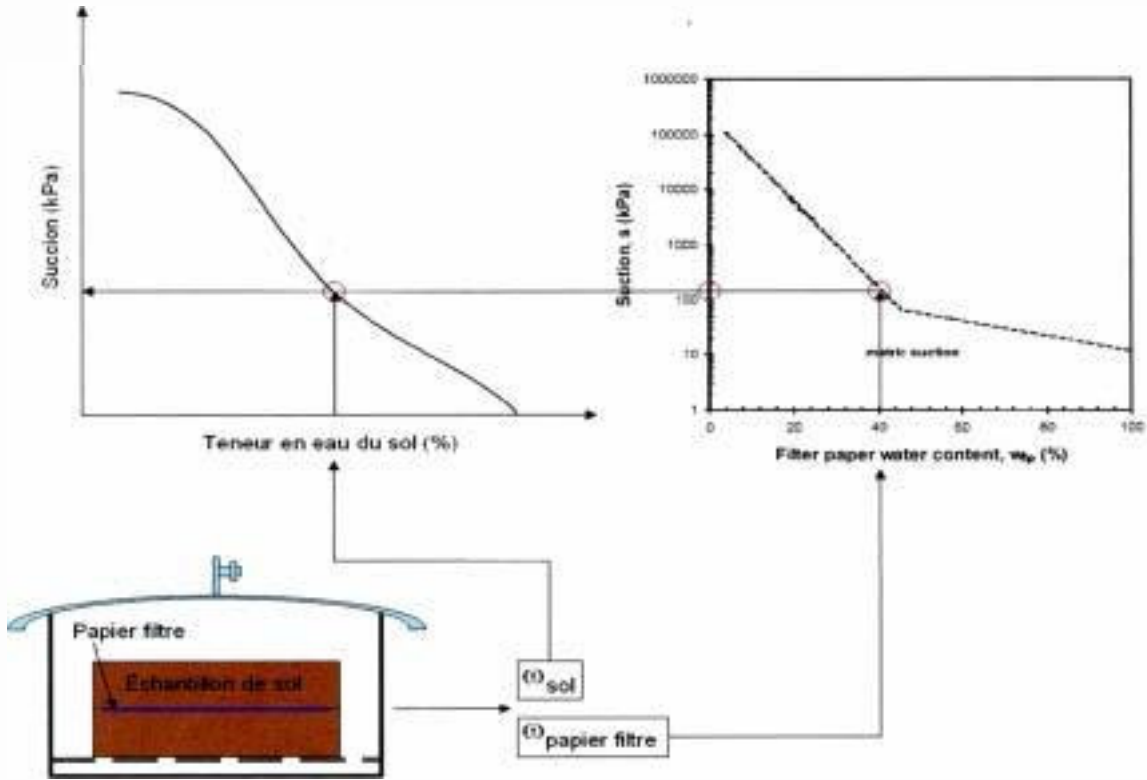


figure VII.5. Schématisation de la procédure expérimentale pour déterminer la succion du sol

IV. CONCLUSION

La précision de l'hydratation par des petites **quantités** d'eau à une cadence **contrôlée** a **été** possible par le dispositif **présenté**, puisqu'il a une configuration qui garde le volume d'eau à ajouter toujours constant à n'importe quel moment et la facilite de manipulation surtout lorsqu'il s'agit d'hydrater plus d'un **échantillon** en **même** temps par des quantités d'eau **différentes**.

Ce dispositif reste à développer pour plus de performance. Il est projeté de le doter par un comparateur à acquisition numérique à combiner au dispositif d'hydratation. Il sera plus commode d'ajouter **l'eau** d'une manière automatique au sol après un certain seuil de déformation.

Ces travaux ultérieurs seront poursuivis et feront l'objet d'une thèse de doctorat de **l'auteur**.

Analyse de la cinétique de gonflement
d'un sol en fonction
de la disponibilité de l'eau d'hydratation :
Influence du mode d'hydratation sur le gonflement des sols

CHAPITRE VIII

CARACTERISATION DES MATERIAUX UTILISES

CARACTERISATION DES MATÉRIAUX UTILISES

I. INTRODUCTION

Afin **d'étudier** l'influence du mode d'hydratation sur les **paramètres** du comportement d'un matériau gonflant; on a **confectionné** par compactage un matériau à partir d'un mélange de tuf et de bentonite. On a **opté** pour un **matériau** compacté afin de s'affranchir de **l'hétérogénéité** qui caractérise les sols intacts. Les échantillons compactés sont comparables et homogènes et permettent d'atteindre des **résultats** reproductibles et fiables.

Dans ce chapitre, on présente les raisons qui sous-tendent le choix du matériau. On rapporte son identification à la base des essais courants de laboratoire. Les méthodes utilisées pour la préparation et la confection des éprouvettes du sol sont explicitées.

II. MATÉRIAUX UTILISES

Dans cette étude on a opté pour un matériau de base ; un mélange de tuf et de bentonite dans des gammes de plasticité différentes.

II.1 Le Tuf

Le tuf provient de la région de Thénéa (W. Boumerdes). Il a une couleur jaunâtre, et présente à l'œil nu la présence d'une fraction sableuse et des fines. Ces éléments grossiers sont de formes arrondies (Figure VIII.1 -a).

112 Bentonite

La bentonite est une argile minérale aux caractéristiques d'expansion, d'adsorption importante. Elle présente une très faible perméabilité. Le composant minéral principal (à plus grand pouvoir d'adsorption) est la montmorillonite. Parmi les autres composants de la bentonite, on cite la cristobalite, le quartz, le mica, feldspath et d'autres.

L'origine de la bentonite est les cendres volcaniques vieilles de 50 - 130 millions d'années. La liaison électrostatique des feuillets de la Bentonite permet la pénétration d'un maximum de molécules d'eau. Théoriquement, la bentonite de Sodium peut adsorber des molécules d'eau à raison de 800 - 1200 % de son propre volume initial.

La bentonite utilisée dans ce travail est une argile naturelle extraite du gisement de Mostaghanem. Elle a subi un traitement en usine. Elle est commercialisée par l'entreprise BENTAL du groupe ENOF Algérie. (Figure VIII.1 -b).

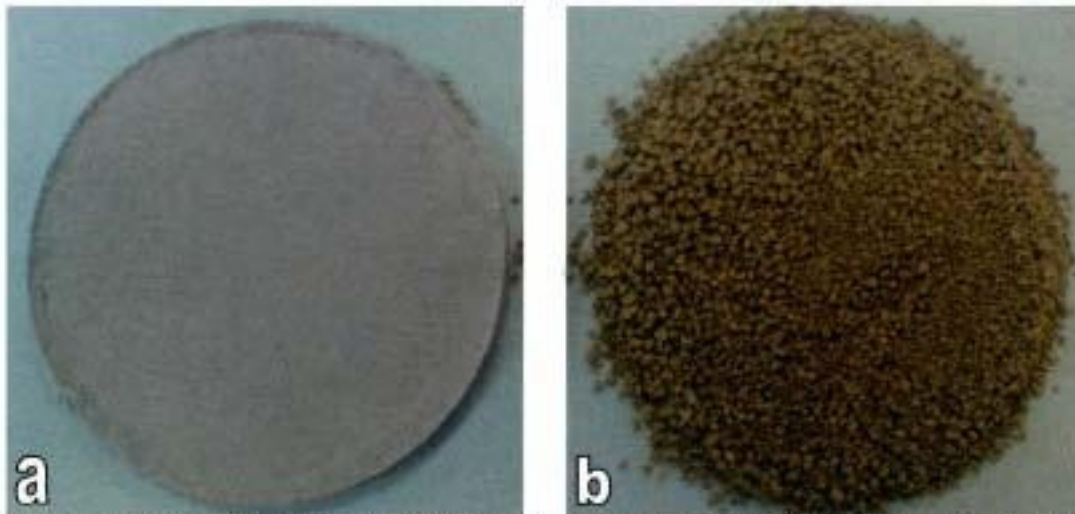


figure VIII.1. Echantillon de Bentonite de Mostaghanem (a) et le Tuf de Thénéa (b)
Ech.1/1

113 Mélanges Tuf-Bentonite

Les mélanges tuf-bentonite sont largement utilisés dans la construction des ouvrages d'étanchéité tels que les barrières étanches. Dans ce travail expérimental on a utilisé un mélange de tuf avec de la bentonite à faible pourcentage pour analyser l'effet de la disponibilité de l'eau d'hydratation sur le comportement de

gonflement des sols compactés. On a utilisé le tuf en raison de sa large disponibilité et sa granulométrie étalée.

Le mélange tuf-Bentonite peut prendre deux configurations extrêmes possibles. La première, lorsque la teneur en Bentonite est importante, les particules de bentonite entoure les grains de tuf avec les contacts grain-grain de tuf minimaux. La **deuxième** configuration est lorsque la teneur en Bentonite est faible, dans ce cas les contacts grain-grain de tuf seront maximaux, les particules de bentonite se logent dans les vides entre les grains de tuf (Figure V1112)

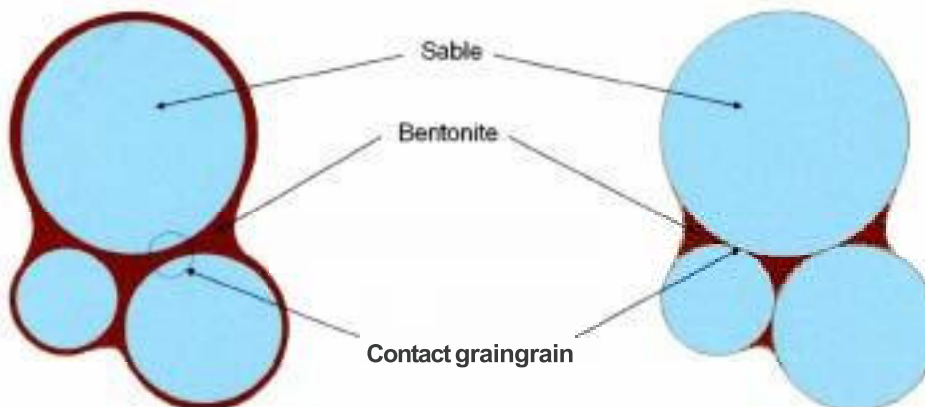


figure VIII.2. Les configurations possibles d'un mélange tuf-bentonite

L'utilisation des mélanges tuf-bentonite dans le domaine de la construction doit satisfaire la condition de granulométrie. Elle doit être bien étalée pour les avantages suivants :

- Le potentiel de changement de volume sera faible.
La demande en énergie de compactage est faible puisque l'indice des vides du mélange est faible.
- Le sol présente une faible **perméabilité**.

Des travaux scientifiques récents réalisés en Angleterre montrent que les matériaux d'étanchéité doivent avoir une granulométrie étalée ; le diamètre maximum présent dans la matrice ne doit pas excéder 2 mm et le pourcentage des passants au tamis de 0,063 mm ne doit pas dépasser 5% (**Jefferis, 1997**).

Le matériau retenu pour cette étude respecte la **règle** de Fuller (1907), pour donner un mélange à granulométrie étalée (Figure V1113)

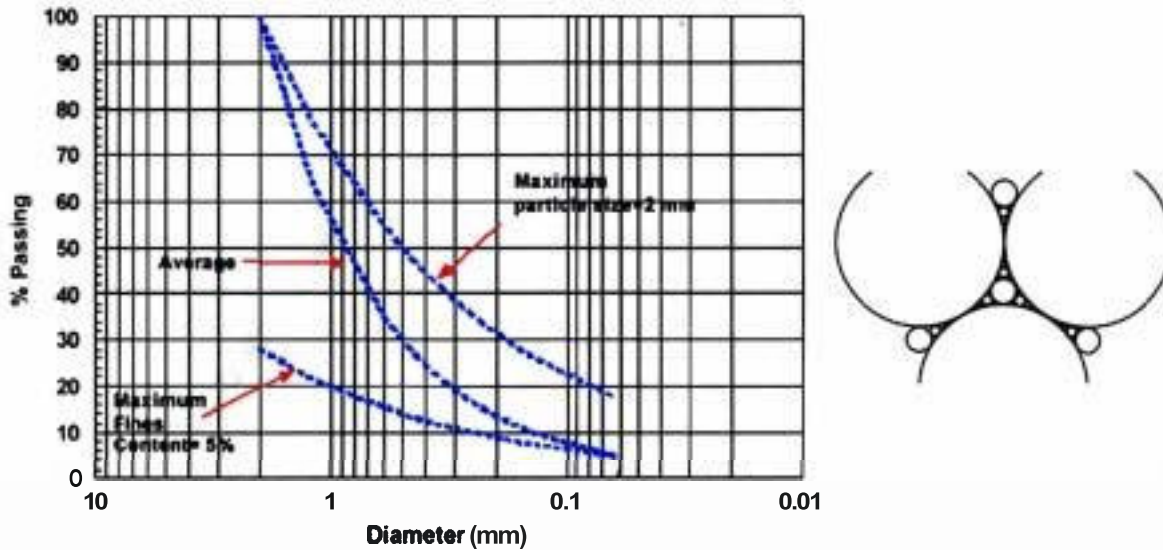


figure VIII.3. Arrangement idéal des grains solides d'après la règle de Fuller (1907)

Pour ne pas modifier les caractéristiques chimiques de la Bentonite on n'a pas procédé au séchage de la Bentonite. Par contre le tuf été **séché** et tamisé (tamis de 2 mm) préalablement à la réalisation des mélanges.

Les mélangés sont préparés avec de la bentonite dans les proportions de 5%, 10% et 20% par rapport à la masse **sèche** du tuf.

Méthode de correction des proportions de bentonite dans le tuf

On veut mélanger les deux matériaux en pourcentage exprimés en % W_{sec} des deux constituants du sol par une simple correction arithmétique de la masse humide de la bentonite en passant par sa teneur en eau initiale.

En notant par l'indice B pour la Bentonite et l'indice T le Tuf on a :

$$\omega = \frac{W_w}{W_s} = \frac{W_H - W_s}{W_s} \Leftrightarrow W_H^B = (1 + \omega^B) W_s^B$$

Le pourcentage P exprimé en W_s de bentonite dans le tuf est donné par la relation suivante :

$$P = \frac{W_s^B}{W_s^T} \text{ Alors } W_s^B = P W_s^T$$

$$W_H^B = (1 + \omega^B) W_s^T P(\%)$$

Exemple :

Soit $W_s^{Tuf} = 1kg$ on le mélange à une quantité de bentonite de masse humide :

$$W_H^B = (1 + \omega^B) P$$

III. IDENTIFICATION DES MATERIAUX UTILISES

III.1 Volume de sédimentation du Tuf utilisé

La méthode de la mesure de volume de sédimentation de **Holtz** et Gibbs (1956) a été utilisée, à titre indicatif, pour avoir une idée sur la susceptibilité au gonflement du tuf utilisé. (cf. Ch. 2). Cet essai a donné une augmentation de volume égal à 30%

(Figure V114) alors le **tuf** qu'on a utilisé est considéré inactif et n'est pas en principe susceptible de gonfler d'après **Holtz** et **Gibbs** (1956).

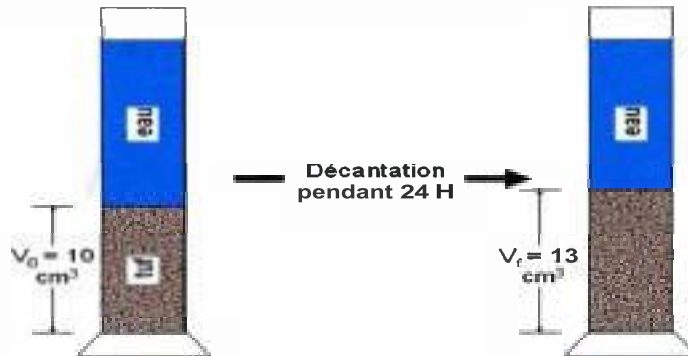


figure V114 Essai de mesure du volume de sédimentation du Tuf utilisé.

1112 Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique a été effectuée par tamisage pour les éléments $\leq 80 \mu\text{m}$ (selon la norme NFP 94-056) et les passants de $80 \mu\text{m}$ ont été analysés par sédimentométrie (selon NFP 94-057). Les résultats de l'analyse granulométrique sont présentés dans la Figure V115

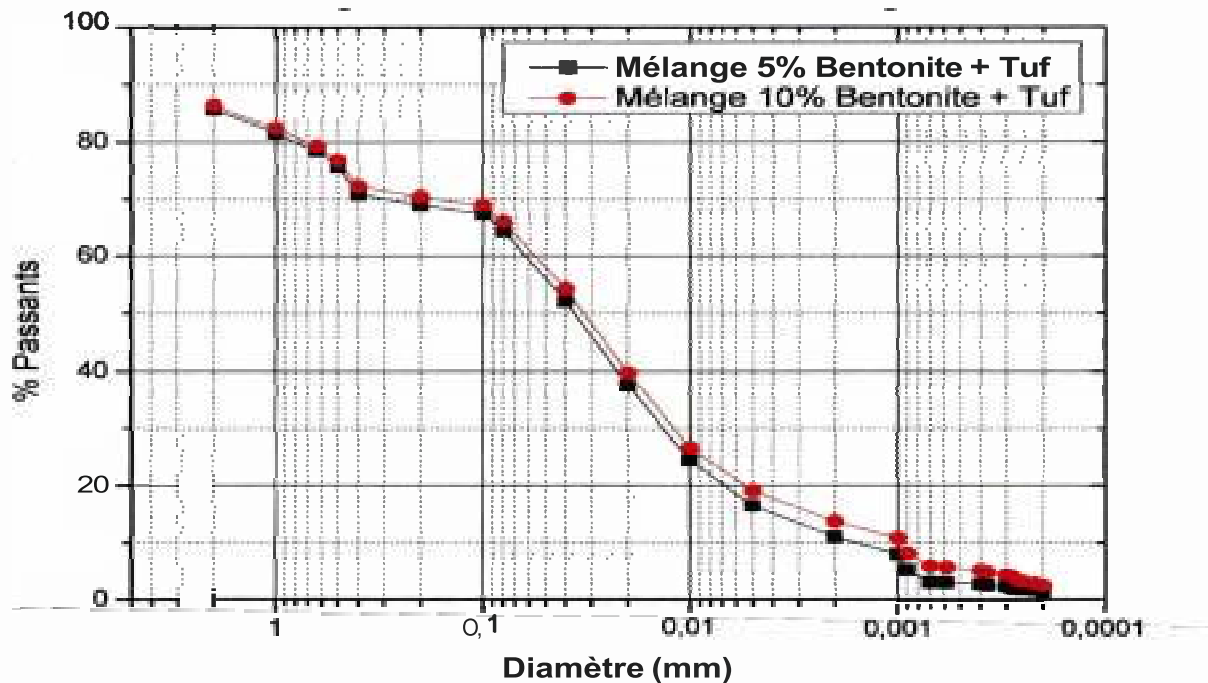


figure V115 Courbe granulométrique des mélanges

Le coefficient de **Hazen** qui est égal à d_{60}/d_{10} a été déterminé pour les deux courbes granulométriques (tableau 10).

Tableau 2 : Coefficients de Hazen et classification des mélanges utilisés

Mélange	d_{60}/d_{10}	Granulométrie est dite
5% Bentonite + Tuf	38,75	Étalée
10% Bentonite + Tuf	56,87	Étalée

III.3 Limites d'Atterberg

La détermination des limites d'Atterberg a été effectuée par deux procédés. Par la coupelle de Casagrande selon la norme NFP 94-051 et par le cône de pénétration selon la norme NFP 94-052-1. Les résultats sont présentés dans le tableau 11

Tableau 3 : Récapitulatif des limites d'Atterberg

Limites d'Atterberg		Bentonite	Tuf	Tuf +5%B	Tuf +10%B	Tuf +20%B
Limite de liquidité	Coupelle	*	30 %	37 %	50 %	-
	Cône	245*	28 %	40 %	55 %	90 %
Limite de plasticité		*	23 %	25 %	25 %	28 %
Indice de plasticité	Coupelle		7 %	12 %	25 %	-
	Cône		5 %	15 %	30 %	62 %

* Mesures effectués par Rahmani (2006)

NB : Dans la partie qui suit on retient pour les valeurs des limites de consistance, celles déterminées par la méthode de **pénétromètre** à cône.

1114 Essai de compactage dans un moule Proctor normal

Les essais de compactage ont été réalisés dans un moule Proctor normal selon la norme NFP 94-093. Ces essais servent à déterminer la densité maximale du sol et sa teneur en eau optimale, valeurs qui seront par la suite des états initiaux pour la confection des échantillons pour les essais de gonflement libre. Les courbes Proctor des matériaux testés sont représentées dans la Figure V1116

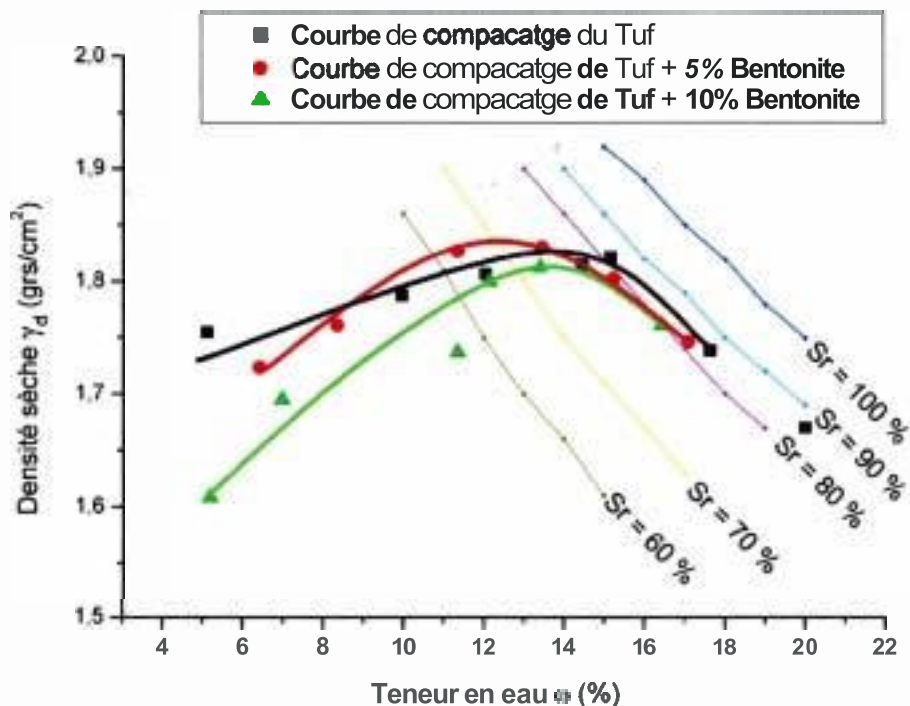


figure V1116 Les courbes de compactage des mélanges tuf-bentonite

On remarque que le degré de saturation correspondant à la compacité maximale du sol est compris entre 70 % à 80 %.

Tableau 4: Résultats des essais de compactage dynamique dans un moule Proctor normal.

	Tuf	Tuf +5%B	Tuf +10%B
ω_{OPN} (%)	14	12,5	13,5
$\gamma_{d, max}$ (g/cm ³)	1,83	1,84	1,81
e_0	0,45	0,44	0,46

IV. PREPARATION DU MELANGE

La préparation des éprouvettes se fait de telle façon à limiter les perturbations engendrées par l'incertitude des **paramètres** retenus. La procédure suivie est similaire à celle définie par Aboushook (1984). Elle est modifiée dans ce travail pour atteindre des objectifs expérimentaux précisément **arrêtés**.

- Etuvage du tuf pendant 24H à une température **T=60 °C** ;
- Détermination de la teneur en eau de la bentonite pour pouvoir corriger le pourcentage du mélange ;
- Broyage du tuf est séparation des passants de 2mm ;
Mélange du tuf avec la bentonite dans la proportion **5%**, 10% et 20% exprimés en masse sèche du tuf ;
- Ajout de la quantité d'eau distillée nécessaire à l'obtention d'une teneur en eau initiale proche de ω_{OPN} de chaque mélange, le matériau étant malaxé vigoureusement de manière à obtenir un **mélange** homogène ;
- Conservation du mélange pendant 2 jours pour maturation;
- Passage du mélange au tamis de 4mm pour écrieter les agrégats formés lors de l'imbibition du mélange.

V. PREPARATION DES EPROUVETTES

La préparation des éprouvettes suivant **les étapes** énoncées ci-après :

- On pèse un échantillon du sol a une masse égale à **W'** telle que,

$$W' = (1+5\%) W$$

$$W = \gamma_d (1 + \omega) V$$

Avec : γ_d = masse volumique sèche du sol ;

ω = teneur en eau du sol;

V = Volume de la bague œdométrique ($\Phi=70$ mm, h=19 mm).

- On graisse la bague **œdométrique** afin de **réduire** le frottement entre les grains solide et la paroi **intérieure** de la bague lors du gonflement du sol ;
- On divise la quantité du sol en trois masses égales ;
On compacte la première quantité du sol dans la bague **œdométrique** puis la deuxième puis la **troisième**.

Le mode de compactage du sol est statique. Le compactage statique des échantillons testés a été effectué par un **matériel réalisé** au **Laboratoire de l'Ecole**

Nationale des Travaux Publics dans le but de **confectionner** des éprouvettes du sol directement dans la bague œdométrique ($\Phi=70$ mm, $h=19$ mm) (Figure V111.7).



figure VIII.7. Compacteur statique pour la confection des éprouvettes de sol (réalisé au Laboratoire de l'Ecole) (Ramdane, 2007)

VI. CLASSIFICATION DES MATERIAUX

La méthode de volume de sédimentation appliquée pour le tuf donne une augmentation de volume égale à 30%, d'après Holtz et Gibbs (1956) le tuf utilisé est inactif en contact avec l'eau.

A partir l'examen des courbes granulométriques des deux mélanges, on peut tirer les conclusions suivantes :

- La granulométrie du Mélange I (5% B+T) et du Mélange II (10% B+T) sont étalées sur les fractions comprises entre 2 mm à $0,2 \mu\text{m}$;
- Le pourcentage des fines $\leq 2 \mu\text{m}$ du **Mélange 5%B+Tuf** est égal à 11% ;
- Le pourcentage des fines $\leq 2 \mu\text{m}$ du **Mélange 10%B+Tuf** est égal à 14% ;

D'après les limites d'Atterberg on peut tirer les paramètres suivants :

- Classification basée sur l'activité des sols telle que définie par Skempton (1953) (cf. Ch.5)

Tableau 5 : Classification des mélanges d'après Skempton (1953)

Mélange	$A_c = I_p / (\% \text{ fines } \leq 2\mu\text{m})$	Classe du sol
5%B+T	1,36	Actif
10%B+T	2,14	Très actif

- Classification basée sur l'abaque de Casagrande.

Le mélange I (5%B+T) est une **argile peu plastique**.

Le mélange II (10%B+T) est une **argile très plastique**.

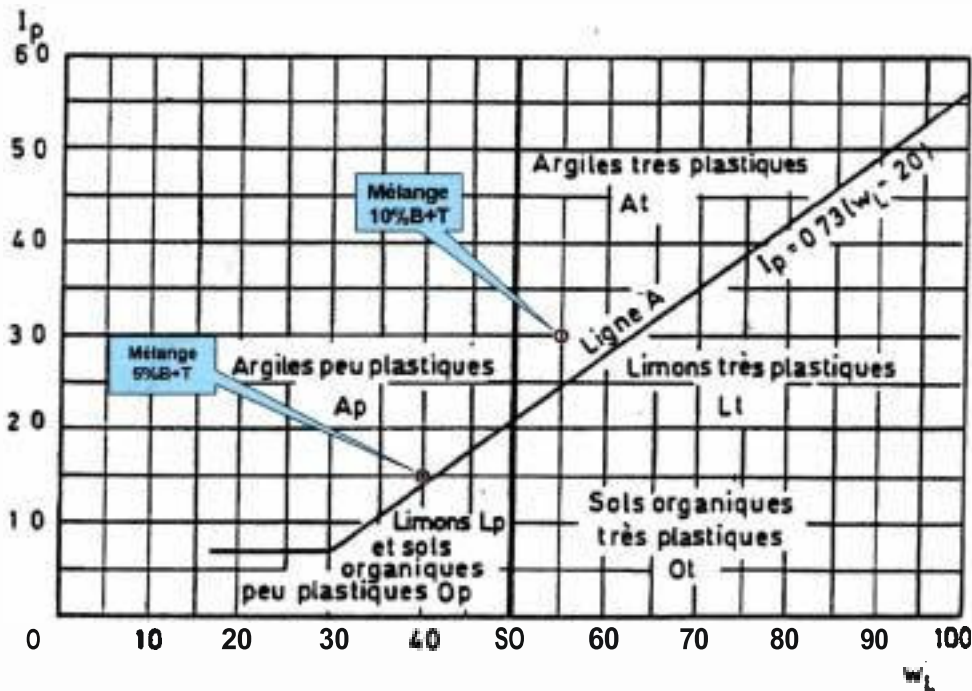


figure VIII.8. Classification des matériaux utilisés dans l'abaque de Casagrande

- Classification basée sur l'abaque de Donaldson (1980).
Le mélange I (5%B+T) à *potentiel de gonflement faible*.
Le mélange II (10%B+T) à *potentiel de gonflement moyen*.

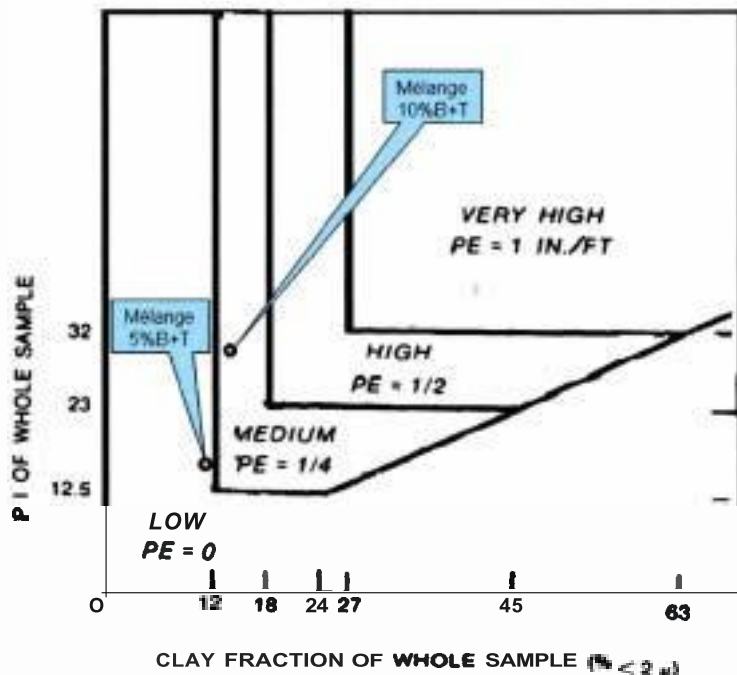


figure V119. Classification des matériaux utilisés dans l'abaque de Donaldson (1980)

VII. PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Le programme expérimental consiste à tester plus de 45 échantillons, 30 utilisés pour mesurer le gonflement à l'**œdomètre** et 15 utilisés pour la **détermination** de la courbe caractéristique. Le programme d'essai arrêté dans cette étude est représenté ci-après.

- Identification des **matériaux utilisés** :
 - 1) Essais d'identification du Tuf provenant de la **région de Thénéa (Boumerdes)** ;
 - 2) Essais d'identification de la Bentonite de Mostaghanem ;
 - 3) Essais d'identification du Mélange 5% de Bentonite + Tuf ;
 - 4) Essais d'identification du **Mélange** 10% de Bentonite + Tuf ;

- Essais de gonflement libre à l'**œdomètre** :
 - 1) Essais de gonflement libre suivant la procédure standard (ASTM D 4546) ;
 - 2) Essais de gonflement libre suivant la procédure **déviée** ;

- Essais de caractérisation
 - 1) Essai de détermination de la courbe caractéristique des mélanges utilisés.

Les étapes de ce programme ont **été organisées** comme suit :

- Confectionner des **éprouvettes** directement dans la bague **œdométrique**.
- Une série d'éprouvette **montées** dans l'**œdomètre** et assujettie à des essais de gonflement libre avec inondation brusque suivant la procédure standard ASTM D 4546.
- Une **deuxième série d'éprouvettes montées** dans l'**œdomètre** est **laissés** à gonfler librement sous le poids du piston, testés selon la **méthode** du gonflement libre en les imbibant par des petites quantités d'eau : 10, 20, 40, 60 cm³ **répétées** après chaque stabilisation du gonflement (cf. ch. 8).
- Charger les **échantillons après** la fin du gonflement par palier jusqu'ils reviennent à leur volume initial.
- Déterminer les teneur en eau des **échantillons après** reconsolidation.
- En cours de l'essai on ne peut pas avoir la teneur en eau correspondant au 1^{er} ajout d'eau, et le 2^{ème} ajout. C'est pourquoi une autre **série** d'éprouvettes **montées** dans la cellule **œdométrique** sous le poids du piston servent à déterminer les teneurs en eau correspondant à 1 et 2 quantités d'eau ajoutées.

VIII. CONCLUSION

Le matériau étudié présente des caractéristiques physiques choisies. C'est un mélange de tuf et de bentonite, qui **présente** une aptitude au gonflement **lorsqu'il** est hydraté. Ainsi qu'il présente des caractéristiques physiques et mécaniques d'un matériau de remblai ou d'étanchéité.

Le matériau compacté a été choisi. Afin de s'affranchir de, **l'hétérogénéité** qui caractérise les sols intacts et les effets d'extraction sur les **paramètres** de gonflement. Ce matériau est confectionné de manière à respecter la règle de Fuller.

Les essais d'identification du matériau **utilisé** ont révélé qu'il est faible à moyennement plastique. Il est **intéressant** de noter que la détermination de la limite de plasticité suivant la procédure conventionnelle a été difficile, vue la présence des éléments grenus qui gênent la formation de la pâte du matériau. Aussi, le matériau présente une densité relativement importante due à la répartition **granulométrique** étalée des **éléments** constituants. Le potentiel de gonflement est classé faible à moyen **d'après** l'abaque de Donaldson (1980).

Analyse de la cinétique de gonflement
d'un sol en fonction
de la disponibilité de l'eau d'hydratation :
Influence du mode d'hydratation sur le gonflement des sols

CHAPITRE IX

RESULTATS ET INTERPRETATIONS

RESULTATS ET INTERPRÉTATIONS

I. INTRODUCTION

Rappelons que cette **étude expérimentale** est consacrée à montrer l'influence de la disponibilité de l'**eau** d'hydratation sur le comportement au gonflement des sols argileux.

On a utilisé le sol compacté à partir d'un **mélange** Tuf-Bentonite identifiée dans le chapitre précédent. Dans le présent chapitre on présente les **résultats** des essais de gonflement **libre** réalisés au laboratoire sur des échantillons **compactés** à l'optimum Proctor, imbibé suivant différents modes d'hydratation. Les **échantillons** inondés brusquement sont utilisés comme base de comparaison avec ceux hydratés par des petites quantités d'eau pour faire ressortir l'effet du chemin de contrainte suivi sur le gonflement des sols utilisés.

Les **phénomènes** et les résultats intéressants de cette étude sont représentés par des courbes en **2D** et 3D. Les interprétations, appuyées par des schémas illustratifs se basent sur le modèle de double porosité d'Alonso (1992) et utilisent les résultats **présentés** dans la littérature.

II. RÉSULTATS DES ESSAIS RÉALISÉS

Le programme d'essais réalisé consiste à mesurer la cinétique de gonflement libre d'un sol constitué d'un mélange de tuf et de bentonite à différentes proportions (2 gammes de plasticité). Les essais de gonflement libre ont été réalisés selon deux procédures différentes. L'une suivant la procédure standard (ASTM 4546-95) et l'autre selon une procédure déviée dans le mode d'hydratation des échantillons. Au lieu d'inonder le sol, on l'hydrate par des *petites quantités d'eau à des cadences contrôlées* (procédure proposée par Derriche, 1995).

La courbe de cinétique de gonflement par inondation directe de l'échantillon est considérée comme base de comparaison pour interpréter celles obtenues par hydratation *cadencée*.

II.1 Cinétique de gonflement mesurée à l'oedomètre

La cinétique de gonflement est l'évolution dans le temps de la variation de volume du sol consécutive à son hydratation. Cette cinétique est représentée par une courbe en S dans un diagramme semi-logarithmique (Figure IX.1 -b).

Au laboratoire, les courbes d'évolution du gonflement libre en fonction du temps présentent généralement une forme asymptotique assez marquée ; mais cela est souvent propre aux conditions d'essais qui réalisent une hydratation stable. Cette courbe est similaire à la courbe de *consolidation* (Figure IX.1-a) mais avec le changement de volume dans le sens opposé.

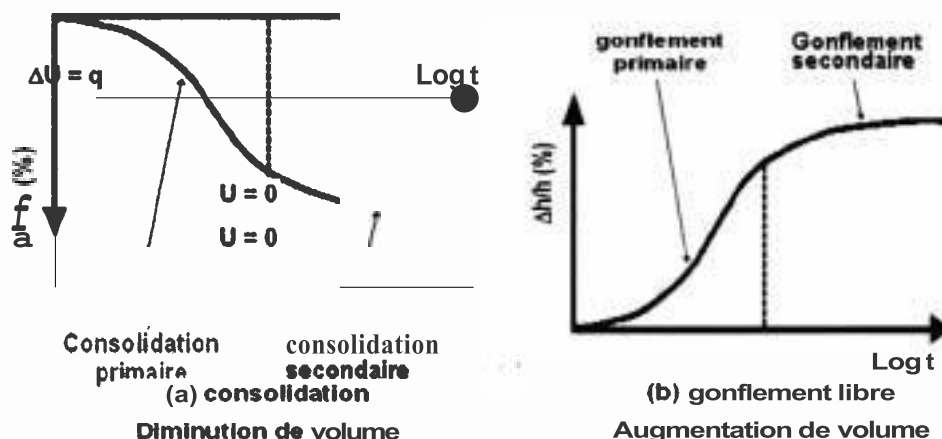


figure IX.1. (a) courbe type de consolidation, (b) courbe type de gonflement libre

La *première* phase de gonflement (Figure IX.1-b) (gonflement macroscopique) peut être assimilée à un écoulement de l'eau au sens de **Darcy** qui est principalement régi par la perméabilité du milieu et le gradient de succion.

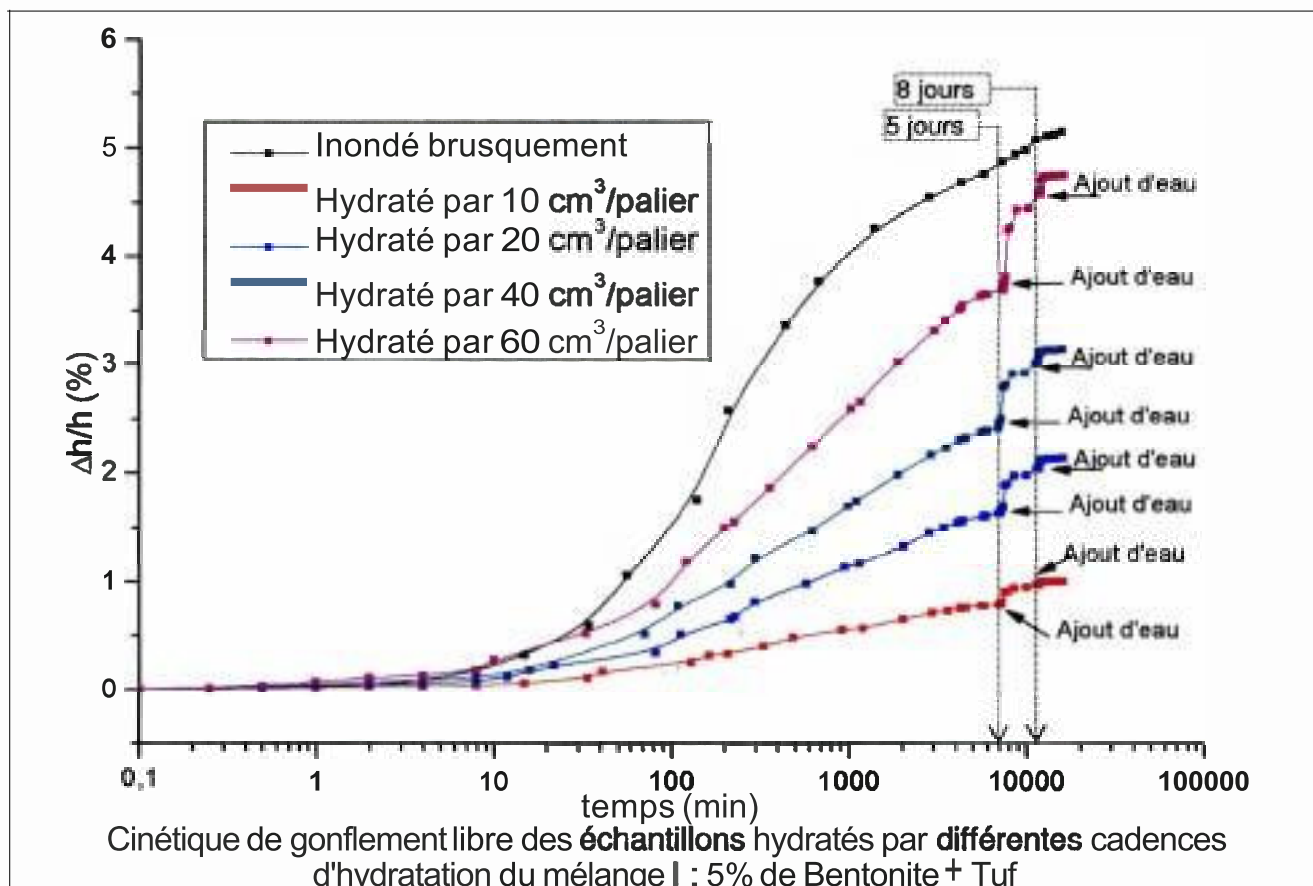
La seconde phase (gonflement microscopique) constituerait le processus d'hydratation progressive des minéraux argileux et des cations adsorbés, cette hydratation s'effectuant à partir de l'eau qui est disponible dans les pores.

La partie supérieure de la courbe de cinétique de gonflement libre est considérée comme le gonflement secondaire qui est atteinte dans les conditions d'essai

oedométrique **après** un délai de 96 heures environ (Mouroux, 1982). C'est le résultat d'un relâchement partiel des contraintes dans les vides partiellement **saturés**.

Des observations sur le terrain ont montré que l'évolution du gonflement dans le temps est liée d'une part à la répartition entre le gonflement interparticulaire et le gonflement interfoliaire, et d'autre part à l'évolution de l'hydratation. Le gonflement interparticulaire étant une réaction pseudo-élastique au déchargement. Le gonflement interfoliaire est beaucoup plus rapide et aurait tendance à se stabiliser assez vite, après quelque mois, voire quelque semaines seulement. Mais l'évolution de l'hydratation qui gouverne les deux phénomènes est souvent **très** lente et progresse de façon plus ou moins continue, en particulier sous un bâtiment où elle alimente en permanence le gonflement interfoliaire.

Les mesures de gonflement libre à l'**oedomètre** par inondation brusque et hydratation à cadence contrôlée pour les deux mélanges du sol sont représentées dans la Figure IX.2.



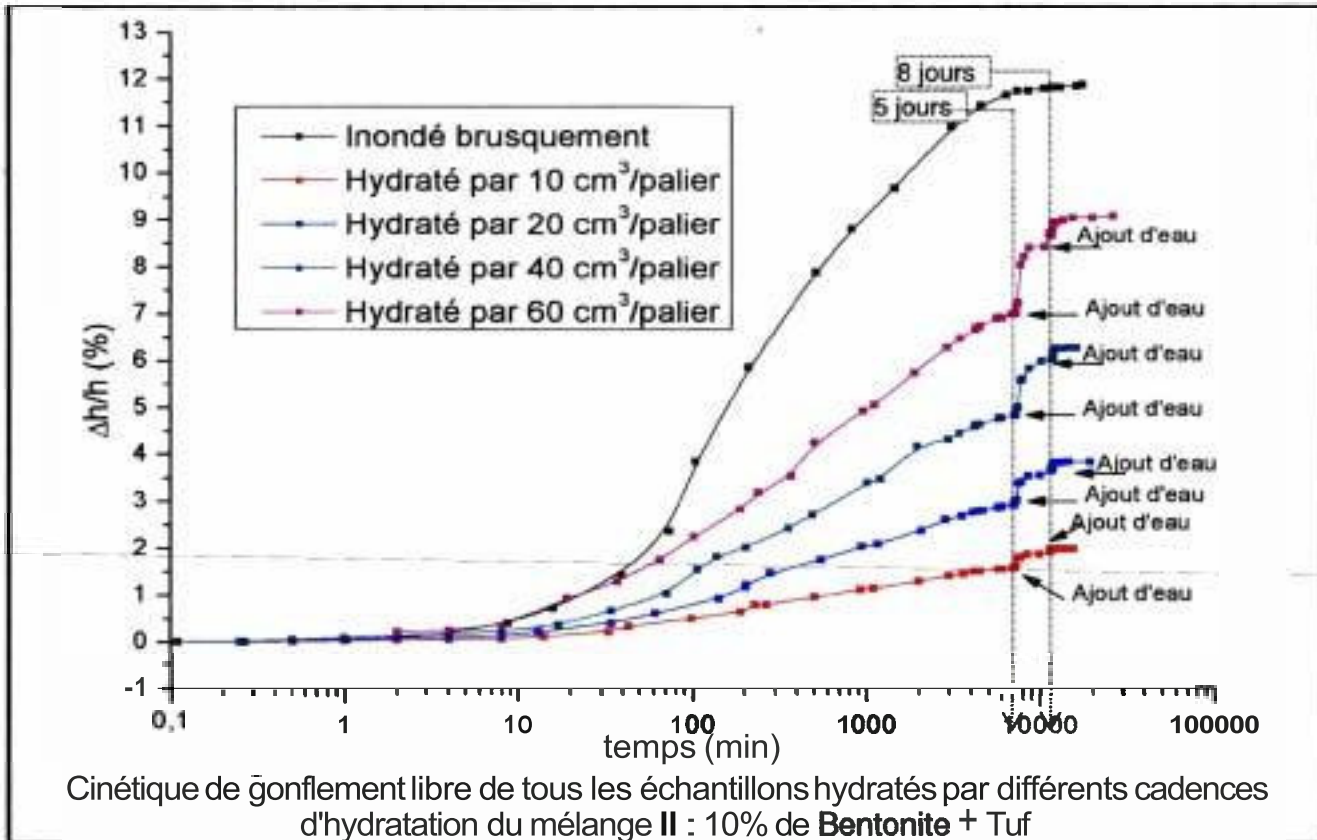


figure IX.2. Courbes de cinétique de gonflement libre des sols testés

D'après les courbes de cinétique de gonflement libre représentées dans la Figure IX.2, on peut tirer le taux de gonflement maximal de chaque échantillon (tableau 14 et tableau 15). Dans ces tableaux on désigne dans la case **occurrence d'hydratation** par **1 fois** pour un échantillon hydraté par une seule quantité d'eau, **2 fois** désigne deux quantités d'eau et **3 fois** désigne trois quantités d'eau qui ont été ajoutées à l'échantillon. Seuls les échantillons hydratés par 3 quantités d'eau ont fait l'objet de suivi des courbes de cinétique. Les autres échantillons hydratés par 1 et 2 quantités d'eau sont utilisés uniquement pour déterminer le gonflement maximal (sans suivre leur cinétique) et les teneurs en eau finales après gonflement.

Tableau 6 : Récapitulation des résultats de gonflement libre du mélange I

Mélange I : 5% de Bentonite + Tuf

$\omega_{i, moyenne} = 12,5\%$ et $\gamma_{d, initial} = 1,84 \text{ grs/cm}^3$

Echantillon	Mode de saturation	Occurrence d'hydratation	$\Delta h/h_f$ (%)	e_f	ω_f (%)	Sr (%)	γ_d (grs/cm ³)
Ech. 01	Inondation	--	5,15	0,514	19,30	99,50	1,75
Ech. 02	Inondation	--	5,00	0,520	19,59	99,83	1,74
Ech. 03	Inondation	--	4,93	0,503	18,90	99,57	1,76
Ech. 04	60 cm ³	1 fois*	3,69	0,493	18,55	99,71	1,77
Ech. 05	60 cm ³	2 fois*	4,57	0,505	19,01	99,76	1,76
Ech. 06	60 cm ³	3 fois	4,75	0,508	19,10	99,64	1,76
Ech. 07	40 cm ³	1 fois*	2,42	0,474	17,80	99,51	1,80

Echantillon	Mode de saturation	occurrence d'hydratation	$\Delta h/h_f$ (%)	e_f	ω_f (%)	Sr (%)	γ_d (grs/cm ³)
Ech. 08	40 cm ³	2 fois*	3,01	0,483	18,18	99,75	1,79
Ech. 09	40 cm ³	3 fois	3,14	0,485	18,40	99,07	1,78
Ech. 10	20 cm ³	1 fois*	1,63	0,463	17,45	99,88	1,81
Ech. 11	20 cm ³	2 fois*	2,04	0,468	17,60	99,66	1,81
Ech. 12	20 cm ³	3 fois	2,14	0,470	17,70	99,80	1,80
Ech. 13	10 cm ³	1 fois*	0,79	0,451	16,94	99,54	1,83
Ech. 14	10 cm ³	2 fois*	0,97	0,453	17,00	99,45	1,82
Ech. 15	10 cm ³	3 fois	1,00	0,454	17,09	99,75	1,82

* ces échantillons servent à déterminer la teneur en eau finale et le taux de gonflement maximal sans suivre la cinétique de gonflement.

Tableau 7 : Récapitulation des résultats de gonflement libre du mélange II

Mélange II : 10% de Bentonite + Tuf							
$\omega_{f, moyenne} = 13,5\%$ et $\gamma_{d, initial} = 1,81$ grs/cm ³							
Echantillon	Mode de saturation	Occurrence d'hydratation	$\Delta h/h_f$ (%)	e_f	ω_f (%)	Sr (%)	γ_d (grs/cm ³)
Ech. 16	Inondation	--	11,88	0,633	23,5	98,38	1,62
Ech. 17	Inondation	--	--	--	--	--	--
Ech. 18	Inondation	--	--	--	--	--	--
Ech. 19	60 cm ³	1 fois*	7,00	0,562	21,20	99,96	1,70
Ech. 20	60 cm ³	2 fois*	8,25	0,580	21,80	99,60	1,68
Ech. 21	60 cm ³	3 fois	9,10	0,592	22,00	98,48	1,66
Ech. 22	40 cm ³	1 fois*	4,84	0,530	20,00	100,00	1,73
Ech. 23	40 cm ³	2 fois*	6,01	0,550	20,64	99,29	1,68
Ech. 24	40 cm ³	3 fois	6,28	0,551	20,75	99,80	1,71
Ech. 25	20 cm ³	1 fois*	2,93	0,502	18,90	99,77	1,76
Ech. 26	20 cm ³	2 fois*	3,66	0,513	19,35	99,96	1,75
Ech. 27	20 cm ³	3 fois	3,84	0,516	19,45	99,89	1,75
Ech. 28	10 cm ³	1 fois*	1,58	0,483	18,20	99,86	1,79
Ech. 29	10 cm ³	2 fois*	1,94	0,488	18,35	99,65	1,78
Ech. 30	10 cm ³	3 fois	2,12	0,489	18,42	99,82	1,78

* ces échantillons servent à déterminer la teneur en eau finale et le taux de gonflement maximal sans suivre la cinétique de gonflement.

112 Reconsolidation des échantillons (chemin de chargement)

A la fin de chaque essai de gonflement libre on charge l'échantillon par paliers jusqu'à ce que le sol revienne à son volume initial. Les courbes de reconsolidation du sol test6 sont représentées dans la Figure IX.3.

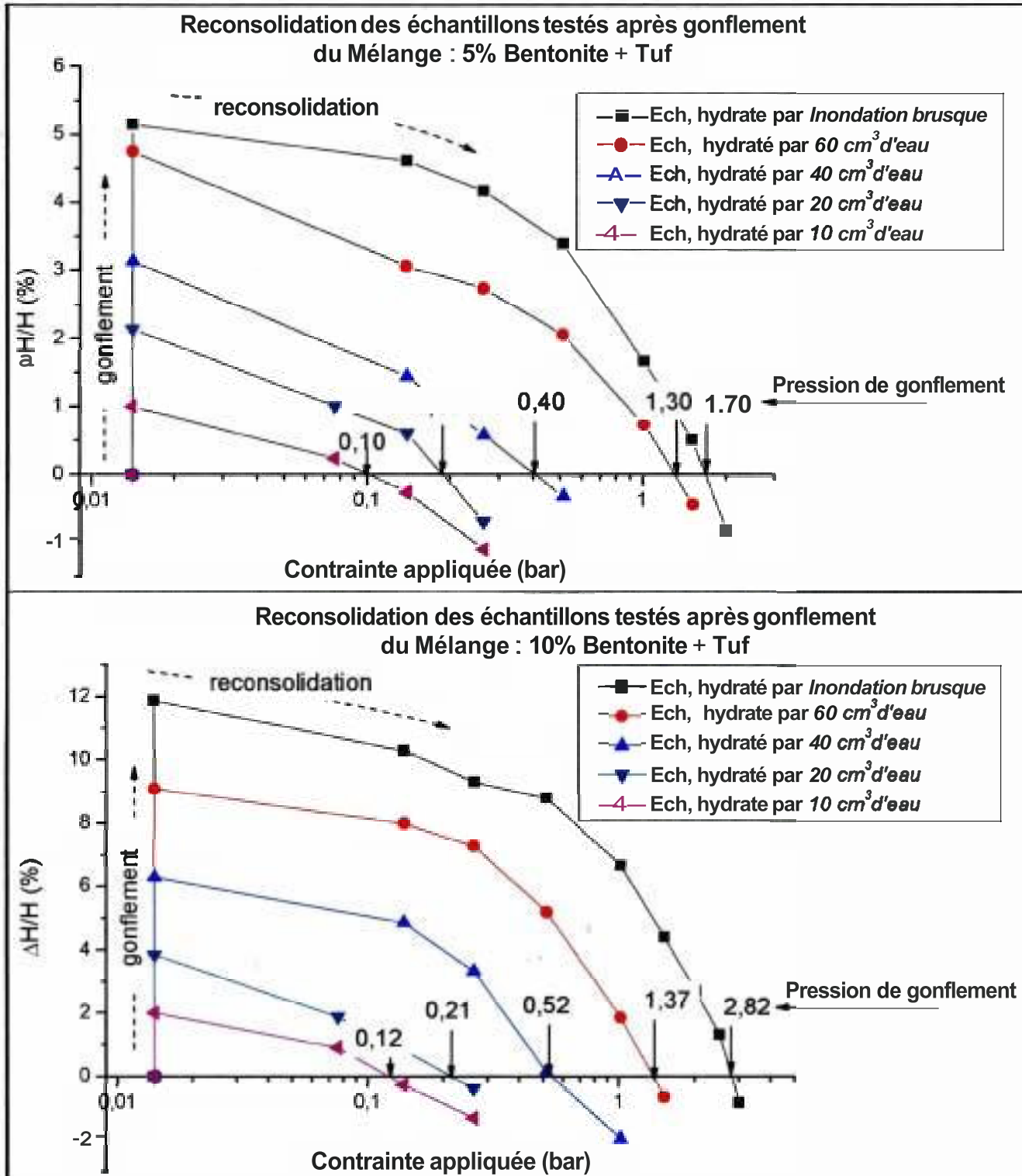


figure IX.3. Courbes de reconsolidation des sols testés

II.3 Détermination de la courbe de rétention d'eau

On a utilisé la méthode du papier filtre pour la détermination de la courbe de rétention d'eau du sol testé (Figure IX.4).

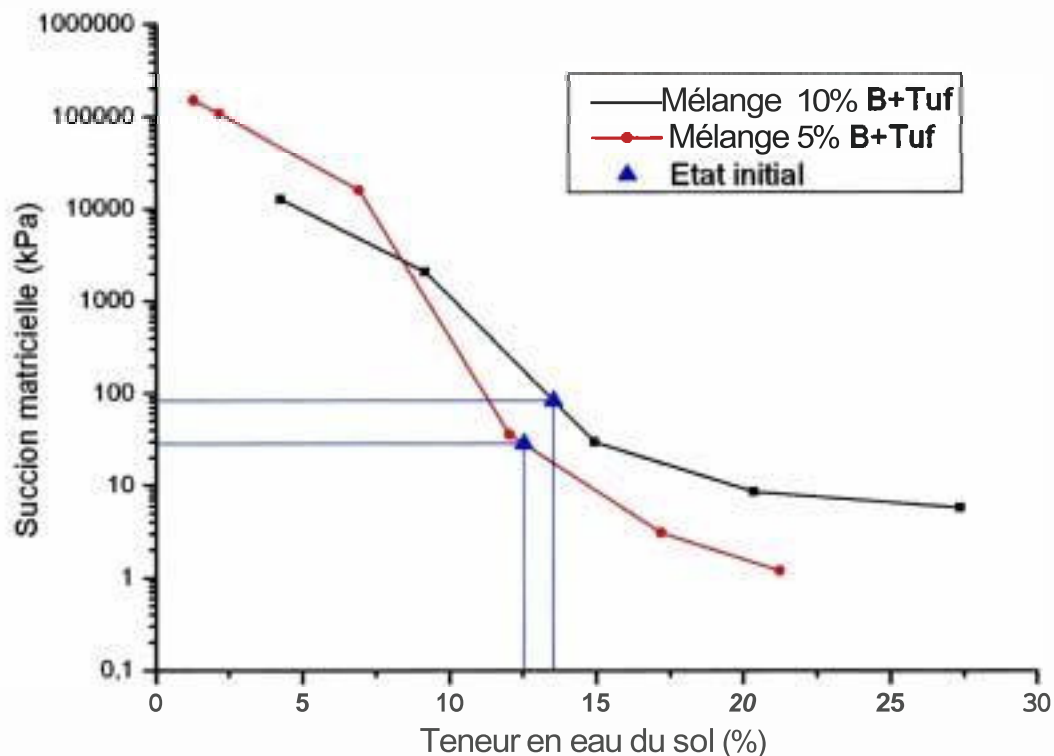


figure IX.4. Différents états de succions dans les mélanges testés

114 Observations et commentaires

L'observation rapide des courbes de cinétique de gonflement appelle les remarques suivantes :

- Les courbes de cinétique de gonflement obtenues par inondation brusque de l'échantillon présentent une forme en S.
- Elles présentent des délais de démarrage de gonflement de 10 min.
- Les courbes de cinétique de gonflement obtenues par hydratation à une cadence contrôlée présentent aussi une forme de succession de courbes en S. Les points de relance de gonflement correspondent aux moments d'ajout d'eau au sol.
- La vitesse de gonflement est d'autant plus importante que la quantité d'eau d'hydratation est importante.
- On remarque que le gonflement mesuré lors du premier ajout d'eau est plus important que celui dans le deuxième ajout d'eau et ainsi de suite.
- On remarque que plus on rajoute de l'eau le gonflement du sol augmente, mais sans atteindre les taux de gonflement enregistrés par des quantités initiales d'eau plus importantes.
- On remarque que la durée nécessaire pour la stabilisation du gonflement primaire semble être indépendante à la quantité d'eau ajoutée.

L'observation des courbes de reconsolidation des éprouvettes suscite les remarques suivantes :

Plus le potentiel de gonflement est important plus la pression de gonflement est importante.

- La pression de gonflement est d'autant plus importante que la **quantité** d'eau d'hydratation est importante.
- On remarque dans les courbes de reconsolidation du sol ont tendance de se rapprocher lorsqu'on dépasse la pression de gonflement.

III. EXPLOITATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS

Les interprétations sont **basées** sur le **modèle** de la double structuration des argiles tel qu'il est défini par Alonso et *al.* (1990). Selon ce modèle les particules d'argiles s'organisent en paquets de fines. Ces particules définissent entre elles une **microporosité**. Les paquets s'organisent comme les **agrégats** d'un sol grenu et donnent une **macroporosité** entre eux. Le diamètre qui sépare les deux porosités dépend du matériau lui-même. D'après Romero et Simms (2005) ce diamètre peut varier entre 0,3 à 300 nm.

1111 Relation gonflement quantité d'eau absorbée

Dans le but de donner des représentations plus significatives de la variation de volume en fonction de la quantité d'eau ajoutée, on trace le volume du sol gonflé en fonction de la quantité d'eau ajoutée des deux mélanges (Figure IX.5, Figure IX.6)

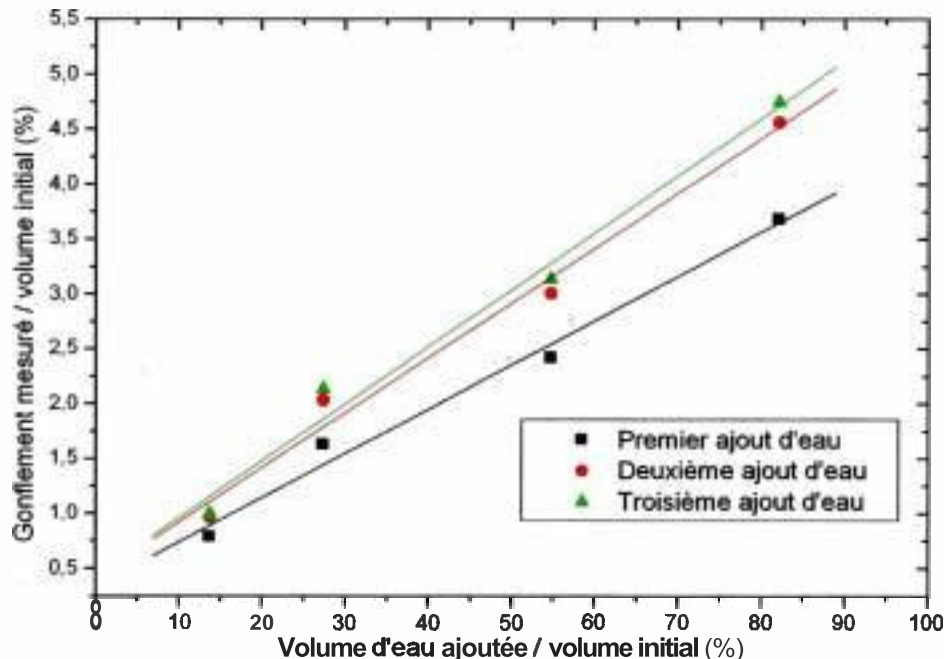
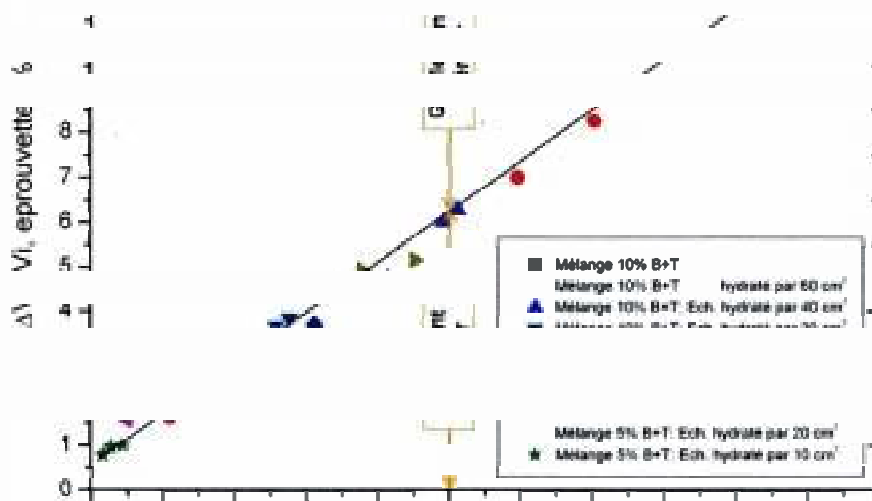
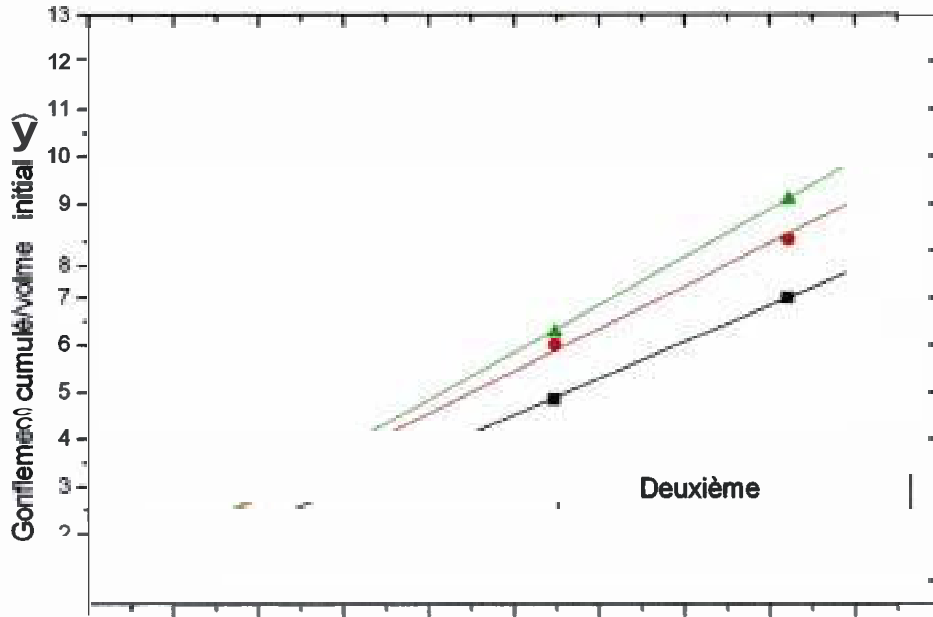


figure IX.5. Variation de volume en fonction de la quantité d'eau ajoutée du mélange Tuf+5%Bentonite



ERROR: ioerror
OFFENDING COMMAND: imagemask

STACK: