

RÉPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de Construction

Département de Génie Civil

**Laboratoire de Géomatériaux, Environnement et Aménagement
(LGEA)**



THÈSE DE DOCTORAT

Spécialité : Génie Civil

Option : Géotechnique

THÈME

**Analyse, caractérisation, prévision et modélisation du
comportement des argiles gonflantes.**

Présentée par :

MEDJNOUN Amal

Devant le jury composé de Messieurs :

AIT TAHAR Kamal Professeur, UMMTO

Président

BAHAR Ramdane Professeur, USTHB

Rapporteur

BELKACEMI Smain Professeur, ENP

Examineur

GABI Smail Professeur, UMMTO

Examineur

MELBOUCI Bachir Professeur, UMMTO

Examineur

Soutenue publiquement le : 24/06/2014

Résumé

Dans ce travail de thèse, de nouveaux sites algériens ont fait l'objet d'étude et d'analyse. Cette étude comporte essentiellement : d'abord, une caractérisation géologique, climatologique, minéralogique de plusieurs sites suspectés gonflants dans le nord-centre algérien, puis, une étude estimative du potentiel de gonflement des différents sites, suivie par une analyse de la cinétique de gonflement, l'effet de trois procédures d'essais sur le potentiel de gonflement ainsi que l'influence des paramètres d'états. Enfin, l'étude du comportement des argiles gonflantes intactes sous l'effet des sollicitations cycliques mécaniques et saisonnières, en adaptant deux modes de saturation ; par capillarité et par infiltration. Des observations au MEB sont aussi effectuées sur des échantillons ayant subi un cycle de retrait-gonflement. L'étude se base sur une banque de données géotechnique importantes comportant des essais d'identification et des essais de gonflement réalisés à l'oedomètre.

Les résultats de la caractérisation géologique, climatologique, minéralogique annoncent la présence du risque de gonflement des argiles étudiées, ce dernier est confirmé par la suite par l'étude estimative et géotechnique de potentiel de gonflement dans les différents sites.

L'analyse du comportement à mis en évidence la présence de la succion au moment de la mise en contact du sol avec l'eau, d'une part, et la dépendance du potentiel de gonflement des contraintes intérieures et extérieures, d'autre part. Une écriture simplifiée des modèles empirique estimative du potentiel de gonflement est résultat de cette analyse.

Le sol se comporte différemment selon le mode de saturation et il subit des modifications importantes sous l'effet des différentes sollicitations dans le but d'atteindre une nouvelle stabilité.

Mot clé : Sols gonflants, cinétique de gonflement, macro et microstructure, sollicitations cycliques.

Abstract

In this thesis, new Algerian sites were the object of study and analysis. This study involves mainly : First, a characterization of geological, climate, mineralogical of several site suspected swelling in the north-central of Algeria, then an estimates study of the swelling potential for the different sites , followed by an analysis of the swelling kinetics, the effect of three test procedures on the swelling potential and the influence of state parameters on swelling potential. Finally, the study of the behavior of intact swelling clays under the effect of cyclical mechanic's and seasonal solicitations, with adapting two modes of saturation: by capillary and by infiltration. SEM observations were also carried out on samples having undergone a cycle of shrinking-swelling. The study is based on a bank of important geotechnical data including identification tests and swelling test realized by the oedometer machine.

The results of the climatological, geological and mineralogical characterization, announces the presence of the risk of swelling clays studied, it is subsequently confirmed by the estimated and the geotechnical's study of swelling potential in the different sites.

The behavior analysis revealed the presence of the suction at the instant of contact between soil and water, and the dependence of the swelling potential of the internal and external stress, secondly. A simplified writing of empirical models, of the estimated swelling potential, is resulting of on this analysis.

Soil behaves differently depending on the mode of saturation and undergone significant changes as a result of various stresses in order to obtain a new stability.

Keyword: expansive soil, swelling kinetics , macro and microstructure, cyclic solicitation.

Remerciements

Le travail présenté dans cette thèse a été réalisé au Laboratoire de Géomatériaux, Environnement et Aménagement (LGEA) de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

En premier lieu, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et sincères remerciements à mon directeur de thèse le Professeur BAHAR Ramdane qui m'a offert cette précieuse chance de travailler avec lui et de bénéficier de ses inestimables connaissances dans le domaine de la recherche et de l'expérimentale. Je le remercie aussi pour sa confiance, sa patience, ces encouragements et pour tous les moyens qu'il a mis à ma disposition tout le long de ce travail.

Je tiens à exprimer toute ma gratitude au Professeur MELBOUCI Bachir pour m'avoir fait part de ses pertinents conseils et remarques qui ont guidé ma recherche et je le remercie encore pour avoir eu l'amabilité d'accepter de faire partie du jury qui examinera mon modeste travail.

Mes sincères remerciements vont vers les membres du jury de ma soutenance de thèse :

- Monsieur AIT TAHAR Kamal, Professeur à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, de m'avoir fait l'honneur de présider mon jury de thèse de doctorat.*
- Monsieur GABI Smail, Professeur à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, qui a accepté d'examiner ce modeste travail.*
- Monsieur BELKACEMI Smain, Professeur de l'École Nationale Polytechnique d'Alger, qui a accepté d'examiner ma thèse de doctorat. Je le remercie également pour ses conseils et ses orientations.*

Permettez-moi de dédier ce modeste travail à la mémoire d'un grand Monsieur que nous avons accueilli pour une formation sur les matériels de laboratoire et qui a marqué nos esprits par sa disponibilité, ses qualités rares et son amour pour l'Algérie, HANKOUR Rachid que Dieu accueille son âme dans son vaste Paradis.

Je tiens à remercier tous les membres du Laboratoire de Géomatériaux, Environnement et Aménagement (LGEA) pour leurs aides et encouragements ainsi que pour leurs remarquables qualités humaines et sociales que j'ai apprécié pendant ces années de recherche. Je remercie également l'ingénieur du laboratoire LACHEBI Kamel pour son aide et sa patience ainsi que Monsieur Boukharoub technicien au laboratoire de MDS pour ses encouragements. Je tiens à remercier particulièrement mes amis pour leurs encouragements et leurs soutiens.

*Je remercie le directeur du laboratoire CTELab Monsieur BENRADHOUANE Mustapha pour tous les échantillons qu'il a mis à ma disposition ainsi que leur ingénieur **Khiatine** Mohamed pour son aide précieuse. Je remercie également L'équipe de CETIM de Boumerdès pour la réalisation des essais minéralogiques, le personnel de l'office national de météorologie d'Alger pour m'avoir envoyé les bilans climatiques des sites étudiés ainsi que l'équipe du laboratoire de Microscopie Électronique à Balayage de l'UMMTO pour la réalisation des essais au MEB présentés dans cette thèse.*

Pour finir, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de cette thèse dans de bonnes conditions, en l'occurrence, mes parents et les membres de ma famille qui ont mis à ma disposition tous les moyens matériels et financiers nécessaires. Je remercie particulièrement et profondément mon mari pour sa patience, ces encouragements et son soutien au cours de cette thèse, sans oublier ma belle famille.

Table de matière

Liste des figures	VII
Liste des tableaux	XIV
Liste des symboles	XVII
INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
<i>PARTIE BIBLIOGRAPHIQUE</i>	
CHAPITRE I : GENERALITE SUR DES ARGILES	
I.1. INTRODUCTION	6
I.2. ORIGINE ET DEFINITION DES ARGILES	6
I.2.1. La roche mère	6
I.2. 2. La topographie	6
I.2. 3. Le climat	7
I.3. STRUCTURE ET MINERALOGIE DES ARGILES	8
I.3. 1. Les minéraux 1/1	9
I.3.2. Les minéraux 2/1	10
I.4 LES PRINCIPALES FAMILLES DES ARGILES	11
I.4.1. Les Kaolinites	11
I.4.2. Les illites	12
I.4.3. Les Smectites	13
I.5. TEXTURE DES ARGILES	15
I.6. L'EAU ET LES MINERAUX ARGILEUX	16
I.6.1. La forme de l'eau	16
<i>I.6.1.1. Eau liée</i>	<i>16</i>
<i>I.6. 1. 2. Eau libre</i>	<i>17</i>
I.6.2. Principales type d'hydratation	17
<i>I.6.2.1. Hydratation par succion capillaire</i>	<i>17</i>

<i>I.6.2.2. Succion d'adsorption</i>	19
<i>I.6.2.3. Succion osmotique</i>	20
<i>I.6.2.4. Transformations chimiques</i>	20
I.6.3. Les forces physico-chimiques entre particules	20
<i>I.6.3.1. Les forces attractives</i>	20
<i>I.6.3.2. Les forces répulsives</i>	21
I.6.3. Interactions entre les feuillets en milieu aqueux	22
I.7. CINETIQUE DE GONFLEMENT	24
I.7.1. le gonflement interparticulaire	25
I.7.2. le gonflement intraparticulaire	25
I.8. MECANISME DE GONFLEMENT	26
I.8.1. Au sens physico-chimique	26
I.8.2. Au sens mécanique	26
I.9. LES PARAMETRE INFLUANT SUR LE GONFLEMENT	26
I.9.1. L'état initial du sol	27
<i>I.9.1.1. La teneur en eau initiale</i>	27
<i>I.9.1.2. la densité sèche</i>	29
I.9.2. La minéralogie	31
I.9.3. Les cycles d'humidification séchage	31
I.9.4. La température	32
I.10. CONCLUSION	32
 CHAPITRE II : METHODE D'ESTIMATION DE POTENTIEL DE GONFLEMENT	
II.1. INTRODUCTION	34
II.2. METHODES EMPIRIQUES	34
II.2.1. Méthode de Seed et Al (1962)	35
II.2.2. Méthode de Chen (1988)	36

II.2.3. Méthode de Vijayvergiya et Ghazzaly, 1973	37
II.2.4. Méthode de Williams et Donaldson	37
II.2.5. Méthode de Dakshanamurthy et Raman, 1973	38
II.2.6 Méthode d'Altmeyer, 1955	39
II.2.7. Méthode de Ranganatham et Satyanarayana, 1965	39
II.2.8. Modèle de Low, 1980	44
II.2.9 Les ajustements de certaines méthodes	44
II.3. ESTIMATION DIRECTE DES PARAMETRES DE GONFLEMENT DES SOLS	46
II.3.1 Méthodes d'essai oedométrique	46
II.3.2. Essais oedométrique à pression imposée	47
II.3.2.1. <i>Essai de gonflement libre (ASTM D4546-95)</i>	47
II.3.3. Essai de gonflement à volume constant (méthode directe)	49
II.3.3.1. <i>Méthode de Fredlund (1983)</i>	49
II.3.4. Méthode de gonflement à volume constant et à charge constante de même principe	55
II.3.5. Comparaison entre les différentes procédures d'essai	57
II.4. CONCLUSION	58

PARTIE EXPERIMENTALE

CHAPITRE III : ÉTUDE ET CARACTÉRISATION DE CERTAINS SOLS ALGÉRIENS	59
III.1. INTRODUCTION	60
III.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE DES SITES ETUDIES	60
III. 3. LA GÉOLOGIQUE DES SITES	60
III.3.1. Sites d'Alger	61
<i>III.3.1.1. Le Primaire</i>	61
<i>III.3.1.2. Le Tertiaire</i>	61
<i>III.3.1.3. Le Quaternaire éboulis et formations de pentes</i>	61

III. 3.2. Site de Blida	62
III. 3.3. Sites de Boumerdès	63
III. 3.3.1 Les alluvions récents	62
III. 3.3.2. Les sites de Beni Amrane et Bordj Menaiel	63
III. 3.3.3. Les sites de Boudouaou El Bahri et de Boumerdès	64
III. 3.4. Les sites de Médéa	64
III.3.5. Site de Tissemsilt	65
III.4. LA CLIMATOLOGIE DES SITES TRAITÉS	65
III. 4.1. Le climat d’Alger	65
III. 4.2. Le climat de Boumerdès	66
III. 4.3. Le climat de Médéa	67
III. 4.4. Le climat de Tissemsilt	67
III.5. L’ETUDE MINERALOGIQUE DE QUELQUES SITES ALGERIENS	62
III.5. 1. Principe de la diffraction aux rayons X	72
III.5. 2. Principe du MEB	73
III.5. 3. Minéralogie des sites étudiés	74
III.5. 3.1. Les sites de Médéa	74
III.5. 4. Les observations au MEB	78
III.5.4. 1. Les sites de Médéa	78
III.5.4. 1. Les sites de Boumerdès	80
III.6. CONCLUSION	82
CHAPITRE IV : ESTIMATION DU POTENTIEL DE GONFLEMENT DES SITES ETUDIES	83
IV.1. INTRODUCTION	84
IV.2. L’étude géotechnique des sites	84
IV.2.1. Programme d’essais	85

IV.2. 2. Résultats des essais d'identification	86
IV.3. ESTIMATION DU POTENTIEL DE GONFLEMENT A PARTIR DES MÉTHODES DE CLASSIFICATION	90
IV.4. ESTIMATION DU POTENTIEL DE GONFLEMENT A PARTIR DE METHODES EMPIRIQUES	94
IV.5. ÉTUDE DE POTENTIEL DE GONFLEMENT À PARTIR DES ESSAIS MÉCANIQUES	96
IV.5.1. <i>Programme d'essai mécanique</i>	96
IV.5.2. <i>Matériels utilisés</i>	96
IV.5.3. Procédure d'essai	97
IV.5. 4. <i>Discussions des résultats des essais mécaniques</i>	99
IV.5. 5. Comparaison des différents résultats issus des différentes méthodes estimatives	101
IV.6. ÉTUDE STATISTIQUE DES RÉSULTATS GÉOTECHNIQUES	104
IV.6.1. Analyse des variables en utilisant les statistiques descriptives	104
IV.6.2. Corrélations entre les différents paramètres géotechniques	104
IV.7. CONCLUSION	105
CHAPITRE V : MECANISME DE GONFLEMENT	106
V.1. INTRODUCTION	107
V.2. CINÉTIQUE DE GONFLEMENT	107
V.2. 1. Procédure d'essai de gonflement	108
	108
	108
V.2.2. Résultats d'essais	108
V.2.2. 1. <i>Phase d'initialisation</i>	109
V.2.2. 2. <i>Phase de gonflement primaire</i>	112
V.2.2. 3. <i>Phase de gonflement secondaire</i>	112
V.3. INFLUENCE DE LA PROCÉDURE D'ESSAI SUR LA CINÉTIQUE DU GONFLEMENT	113

V.4. INFLUENCE DE LA PROCEDURE D'ESSAI DE GONFLEMENT SUR LE RESULTATS DE GONFLEMENT	115
V.4. 1 Préparation des échantillons	116
V.4. 2. Présentation et discussions des résultats	117
V.4. 3. Comparaison des pressions de gonflement obtenues	120
V.5. LES PARAMETRES MOTEUR DU GONFLEMENT	121
V.5.1. La minéralogie	122
V.5.2 la structure argileuse	122
V.5.3. Les paramètre d'état	122
V.6. SIMPLIFICATION DE L'ECRITURE DES MODELES EMPIRIQUES	126
V.6.1. Calcul simplifié de la pression de gonflement	126
V.6.2. Calcul simplifié du taux de gonflement	127
V.7. CONCLUSION	128
CHAPITRE VI : EFFET DES SOLLICITATIONS CYCLIQUES SUR LE POTENTIEL DE GONFLEMENT	130
VI.1. INTRODUCTION	131
VI.2. EVOLUTION DE POTENTIEL DU GONFLEMENT SOUS DES SOLLICITATIONS MÉCANIQUES (CHARGEMENT- DÉCHARGEMENT)	131
VI.2.1. Procédure d'essai de chargement déchargement	131
VI. 2. 2. Discussion des résultats	132
VI. 3. ÉVOLUTION DE POTENTIEL DU GONFLEMENT SOUS DES SOLLICITATIONS SAISONNIÈRES (SÉCHAGE ET HUMIDIFICATION)	146
VI. 3.1. Étude de l'effet des sollicitations saisonnières sur des échantillons identiques.	137
VI.3. 1.1. <i>Procédure d'essai</i>	137
VI.3. 1.2. <i>Analyse des observations</i>	
	1
	3
	7

VI.3. 1.3. <i>Récapitulatif des résultats</i>	140
VI.3. 2. Étude de l'effet des sollicitations saisonnières sur des échantillons différents	141
VI.3. 2.1. <i>Analyse des observations</i>	143
VI.3. 2.2. <i>Récapitulatif des observations</i>	145
VI.4. EFFET DU MODE DE SATURATION SUR L'EVOLUTION DU RETRAIT GONFLEMENT	145
VI.4. 1. Saturation par infiltration	146
VI.4. 2. Saturation par capillarité	146
VI.4. 2. 1. <i>Analyse des observations</i>	146
VI. 4. 3. Récapitulatif des résultats de l'étude de l'influence du mode de saturation sur l'évolution de retrait-gonflement	151
VI. 5. ÉVOLUTION DE LA TEXTURE ARGILEUSE APRÈS UN CYCLE DE RETRAIT-GONFLEMENT	151
IV.6. ÉTUDE D'UN CAS PATHOLOGIQUE CAUSÉ PAR L'EFFET DES SOLLICITATIONS SAISONNIÈRES : CAS D'UN MOUVEMENT DE TERRAINS	156
VI. 6.1. Causes des désordres	158
VI. 7. CONCLUSION	156
CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES	159

Liste des figures

CHAPITRE I : GENERALITE SUR DES ARGILES

Figure. I.1. Types de phyllosilicates formés au cours de l'altération.	7
Figure. I.2. Structure de la bentonite à différentes échelles, (d'après Karnland 1998, Pusch et Yong 2003, cité par Kröhn 2003).	8
Figure. I.3. Structure de base des phyllosilicates	9
Figure I.4. Assemblage d'une couche octaédrique et d'une couche tétraédrique pour une argile TO (1:1).	10
Figure. I.5. Assemblage d'une couche octaédrique et deux couches tétraédriques pour une argile TOT (2:1).	10
Figure. I.6. Cristaux des particules de kaolinite vus au microscope électronique à balayage	12
Figure. I.7. Cristaux des particules d'Illite vus au microscope électronique à Balayage	13
Figure . I.8. Vue microscopique au MEB de la montmorillonite et arrangement des feuillet	14
Figure. I. 9. Cristaux de chlorite vus au microscope électronique à balayage	14
Figure. I.10. Photographie MEB de texture matricielle (a : Argile Verte de Romainville) et texture agrégé (b : Argile de Bavent) (Vincent et al., 2009)	15
Figure I. 11. Gonflement et hydratation du matériau argileux	17
Figure I.12 . Action des forces sur une molécule d'eau, (Delage et al., 2001 cité par Masekanya, 2008).	18
Figure I.13 . Remontée capillaire dans un tube, (Delage et al., 2001 cité par Masekanya, 2008).	18
Figure I.14. Mécanismes possible d'adsorption à la surface de l'argile, Michell (1976)	19
Figure I.15. Forces électrostatique dans la double d'une couche	21
FigureI.16. Répartition des ions autour particule chargé	22
Figure I.17. Représentation schématique de la double couche électrique et de l'évolution du potentiel électrique en fonction de la distance de la particule à la solution, Anand et al.	23
Figure I.18. Représentation schématique de la couche interfoliaire dans le cas de	25

cations interfoliaires hydratés.

Figure I.19. Courbe de gonflement en fonction du temps	25
Figure I.20. Influence de la teneur en eau sur la pression de gonflement mesuré par la méthode de gonflement libre ($\gamma_{dmoy} = 14,5 \text{ k N/m}^3$) (Guiras-Skandaji, 1996).	27
Figure I.21. Évolution du taux de gonflement final en fonction de la teneur en eau initiale pour la bentonite compactée à un poids volumique sec de $14,5 \text{ k N/m}^3$ (Guiras-Skandaji, 1996).	28
Figure I. 22. Influence de la teneur en eau initiale sur la pression de gonflement de la bentonite (la densité sèche des échantillons est indiquée en Mg/m^3) (Villar et Lloret, 2008)	29
Figure. I.23. Déformations finales des essais saturés sous une pression Verticale de $0,1 \text{ MPa}$ sur des échantillons compactés à différentes densités sèches initiales et teneurs en eau. (Villar et Lloret, 2008)	29
Figure I.24. Déformation finale obtenue des essais de gonflement libre effectués avec des échantillons d'une densité sèche initiale de $1,70 \text{ mg/m}^3$: résultats expérimentaux et prédictions avec l'équation (I.3)	29
Figure 1.25. Variation de la pression de gonflement avec la densité sèche initiale. (Guiras, 1996)	30
Figure I.26. pression de gonflement d'un essai de gonflement empêché et taux de gonflement d'un essai de gonflement libre (Villar et Lloret, 2008).	30
Figure I.27. le potentiel et la pression de gonflement en fonction du pourcentage de bentonite (Tabani P., 1999)	31

CHAPITRE II : METHODE D'ESTIMATION DU POTENTIEL DE GONFLEMENT

Figure. II.1. Classification proposée par Seed et al. 1962	35
Figure. II.2. Classification des sols gonflants de Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) et David Komornik (1969).	37
Figure. II.3. Abaque de Williams et Donaldson	38
Figure. II. 4. Classification proposée par Dakshanamurthy et Raman, 1973	39
Figure. II. 5. Classification proposée par McKeen (1992)	41
Figure. II. 6. Essai de gonflement libre (Fredlund, 1995)	48
Figure. II. 7. Chemin de contraintes d'un essai de gonflement libre (Fredlund, 1995)	48
Figure II. 8. Chemin de contrainte représentant le gonflement de sol de Regina (modifié d'après Fredlund, 1983)	51

Figure II.9. La procédure suivit pour déterminer la pression de gonflement corrigée en incorporant l'effet de remaniement de l'échantillon (modifié après Fredlund, 1987)	55
--	----

CHAPITRE III : ÉTUDE ET CARACTÉRISATION DE CERTAINS SOLS ALGÉRIENS

Figure. III.1. situation géographique des sites étudiés	60
Figure. III.2. Extrait de la carte géologique de l'Algerie editée en 1951-1952 montrant la géologie des regions d'Alger et de Blida à l'échelle de 1/500,000 ^e	62
Figure. III.3. Extrait de la carte géologique de l'Algerie editée en 1951-1952 montrant la géologie de la region de Boumerdes à l'échelle de 1/500,000 ^e	63
Figure. III.4. Extrait de la carte géologique de l'Algerie editée en 1951-1952 montrant la géologie de la region de Médéa à l'échelle de 1/500,000 ^e .	66
Figure III.5. Extrait de la carte géologique et topographique de la région de Médéa, feuille n°86, échelle 1/50000	67
Figure. III.6. Extrait de la carte géologique de l'Algerie editée en 1951-1952 montrant la géologie de la region de Tissimsilt (vialar) à l'échelle de 1/500,000 ^e	68
Figure. III.7. Variations mensuelles des températures, humidités et précipitations de l'année 1995 jusqu'à 2009 dans le site d'Alger.	69
Figure. III. 8. Variation mensuelle moyenne des précipitations, humidités et températures dans la région de Boumerdes durant la période 1995 - 2009 (données de l'office national météorologique de Dar El Beida, Alger, Algérie).	70
Figure. III. 9. Variation mensuelle moyenne des précipitations, humidités et températures dans la région de Médéa durant la période 1995 - 2009 (données de l'office national météorologique de Dar El Beida, Alger, Algérie).	71
Figure. III.10. Variations mensuelles des températures, humidités et précipitations de l'année 1995 jusqu'à 2009 dans le site de Tiaret (données de l'Office National Météorologique d'Alger, Algérie)	72
Figure. III. 11. Principe de la diffraction aux rayons X	73
Figure. III.12. Diagramme montrant le principe du Microscopique Electronique à Balayage MEB	74
Figure. III.13. Le MEB utilisé pour la réalisation des observations	74
Figure. II.14. Résultats de la diffraction aux rayons X, ainsi que les photos correspondante pour chaque échantillon du site 1 (Haouch Bey Zid; Médéa).	77
Figure. III.15. Résultats de la diffraction aux rayons X, ainsi que les photos correspondante pour chaque échantillon du site 2 (Chrachréa; Médéa).	80

Figure. III.16 Images au MEB de deux échantillons intacts prélevés dans le site 1, (a) et (b) échantillon E6 prélevé à 5,35 m, (c) et (d) échantillon E5 prélevé à 5,00 m	79
Figure. III.17.a . Image MEB Images au MEB de deux échantillons intacts prélevés dans le site 2, (a) et (b) échantillon E10 prélevé à 0,50 m, (c) et (d) échantillon E4 prélevé à 6,00 m.	79
Figure. III.17. b. Image MEB Images au MEB de deux échantillons intacts prélevés dans le site 2, (a) et (b) échantillon E10 prélevé à 0,50 m, (c) et (d) échantillon E4 prélevé à 6,00 m.	80
Figure. III. 18. Image MEB réalisée sur un échantillon extrait de la région de Bourdj Ménail (Boumerdès)	80
Figure. III.19. Image MEB réalisée sur un échantillon extrait de la région de Dellys Boumerdès).	81
Figure. III.20. Image MEB réalisée sur un échantillon extrait de la région de Legata Boumerdès)	81
Figure. III.21. Image MEB réalisée sur un échantillon extrait de la région de Sghirate (Boumerdès).	81
CHAPITRE IV : ESTIMATION DU POTENTIEL DE GONFLEMENT DES SITES ETUDIES	
Figure. IV.1. Présentation de la plasticité des sols étudiés dans l'abaque de Casagrande.	86
Figure. IV.2. Classification des sites étudiés selon la méthode de Vijayvergiya et Ghazzaly (1973).	90
Figure. IV.3. Classification des sites étudiés selon la méthode de Williams et Donaldson	91
Figure. IV.4. Classification des sites étudiés selon la méthode de Seed et al, 1962.	92
Figure. IV.5. Classification des sites étudiés selon la méthode de BRE. Royaume uni.	93
Figure IV.6. Allure d'un échantillon gonflé (procédure AFNOR de gonflement libre)	98
Figure IV.7. Allure d'un échantillon gonflé (procédure ASTM de gonflement libre)	98
Figure .IV.8. Dispositif oedométrique asservi Geocomp	98
Figure. IV.9. Exemple de courbes de gonflement libre méthode A selon ASTM D-4546-90.	100
Figure IV.10. Exemple de courbes de gonflement à volume constant méthode C selon ASTM D-4546-90.	105

Figure VI.11. Calcul d'erreur de la pression de gonflement des méthodes estimatives utilisées	105
--	-----

Figure IV.12. Calcul d'erreur du taux de gonflement des méthodes estimatives utilisées	98
---	----

CHAPITRE V : MECANISME DE GONFLEMENT

Figure. V.1. (a) Vue de la mise en place cellule de pression	113
---	-----

Figure. V.1. (b) Schéma détaillé sur le principe la de la de la cellule de mesure de pression à la base	113
--	-----

Figure. V.2. Graphe mesurant la pression interstitielle à la base de l'échantillon, méthode ASTM, A (E4 2,60/3,0 m)	114
--	-----

Figure. V.3. Graphe de mesure de pression à la base de l'échantillon réalisé avec la méthode A (E 7 1,47/1,90m)	115
--	-----

Figure. V.4. Graphe de mesure de pression à la base de l'échantillon réalisé avec la méthode A (E 10 5,65/6,00m)	115
---	-----

Figure. V.5. Graphe de mesure de pression à la base de l'échantillon réalisé avec la méthode B (S7 5,0/ 5,50m)	116
---	-----

Figure. V.6. Graphe de mesure de pression à la base de l'échantillon réalisé avec la méthode B (E5 6,80/7,30 m)	116
--	-----

Figure. V.7. Graphe de mesure de pression à la base de l'échantillon réalisé avec la méthode B (E5 5,0/5,50 m)	117
---	-----

Figure. V.8. Présentation des trois phases de gonflement	118
---	-----

Figure V.9. Cinétique de gonflement des argiles de Médéa	119
---	-----

Figure V. 10. Échantillons extraient des deux sites de Médéa	121
---	-----

Figure V.11. Préparation d'échantillon de l'essai oedométrique	122
---	-----

Figure.V.12. Courbes de gonflement réalisées avec les trois méthodes de la norme ASTM sur l'échantillon E10 (Prof : 0,5-1,0m) prélevé du site de Médéa.	123
--	-----

Figure V.13. Courbes Courbes de gonflement réalisées avec les trois méthodes de la norme ASTM sur l'échantillon E7 (Prof : 2,4 - 2,80 m) prélevé du site de Médéa.	123
---	-----

Figure V.14. Courbes de gonflement réalisées avec les trois méthodes de la norme ASTM sur l'échantillon E7 (Prof : 5,0-5,50 m) prélevé du site de Médéa.	124
---	-----

Figure V.15. Courbes de gonflement réalisées avec les trois méthodes la norme ASTM sur l'échantillon E5 (Prof : 5,0-5,50 m) prélevé du site de Médéa.	126
--	-----

Figure 16. Courbes oedométrique réalisé sous différentes pressions de gonflement	126
---	-----

Figure. V.17. Graphe représentant la corrélation entre la teneur en eau et la densité sèche	129
Figure V 18. Corrélation entre la densité sèche mesurée au laboratoire et la densité sèche calculée à partir des valeurs de teneur en eau de Zmenu (2009) (argile de Romainville) et d'Aissa Mamoune (2009) (argile de Telemcen)	130
Figure. V 19. Densité sèche mesurée au laboratoire et la densité sèche estimée	130
Figure. V 20. Calcul de l'erreur entre γ mesuré et γ estimé.	131
Figure V.21. Application sur le modèle de Bekkouche 1.	132
Figure. V. 22. Application sur le modèle de David & Komornik, cité par Kabbaj 1989.	133
Figure V. 23. Application sur le modèle de Bekkouche 2.	133

CHAPITRE VI : EFFET DES SOLLICITATIONS CYCLIQUES SUR LE POTENTIEL DE GONFLEMENT

Figures. VI.1 Courbe de chargement-déchargement cyclique (E4 2,6/3,0m)	138
Figures. VI.2. Courbe de chargement déchargement cyclique (E7 1,4/1,9m)	138
Figures. VI.3. Courbe de chargement déchargement cyclique (E4 2,6/3,0m)	139
Figures.VI. 4. Courbe de chargement déchargement cyclique (E10 5,6/6,0m)	139
Figures. VI.5. Présentation de l'évolution du taux de gonflement des argiles gonflantes de Médéa sous l'effet des cycles de chargement déchargement.	140
Figures. VI.6. Présentation de l'évolution du taux de gonflement des argiles gonflantes de Médéa sous l'effet des cycles de chargement déchargement.	140
Figures. VI.7. Évolution de la structure argileuse au cours des cycles de retrait gonflement (Ech /B1).	143
Figures. VI.8. Évolution de la structure argileuse au cours des cycles de retrait gonflement (Ech /B5).	144
Figures. VI.9. Évolution de la structure argileuse aux cours des cycles de retrait gonflement (Ech /B4).	147
Figure. VI.10. Évolution de la structure argileuse au cours des cycles de retrait gonflement (Ech /D2).149	147
Figures. VI.11. Évolution de la structure argileuse au cours des cycles de retrait gonflement (Ech /E2). 150	148
Figures. VI.12. Évolution de la structure argileuse au cours des cycles de retrait gonflement (Ech /F2) 151	149

Figures. VI.13. Évolution de la structure argileuse au cours des cycles de retrait gonflement (imbibition à la base, Ech /B2)	152
Figures. VI.14. Évolution de la structure argileuse au cours des cycles de retrait gonflement (imbibition à la base, Ech /D1)	153
Figures. VI.15. Évolution de la structure argileuse au cours des cycles de retrait gonflement (imbibition à la base, Ech /E1)	155
Figures. VI.16. Évolution de la structure argileuse au cours des cycles de retrait gonflement (imbibition à la base, Ech /F1)	156
Figure VI.17. Image MEB réalisée sur un échantillon extrait du Site 1 (E6 5,35/5,70) Médéa	158
Figure VI.18. a. Image MEB réalisée sur un échantillon extrait du Site1 (E5 5,0/6,0) Médéa	158
Figure VI.18b. Image MEB réalisée sur un échantillon extrait du Site1 (E5 5,0/6,0) Médéa.	159
Figure VI.19 Image MEB réalisée sur un échantillon extrait du Site2 (E4 6,0/6,45m) Médéa	159
Figure VI.20 Image MEB réalisée sur un échantillon extrait du Site2 (E10 0,5/1,0m) Médéa	160
Figure. VI.21. Images au MEB d'un échantillon (S5 prof 5,0-5,5m) remanié d'argile du site Haouch Bey Zid; Médéa.	160
Figure. VI.22. Image correspondante aux échantillons intacts extrait à une profondeur de 6 mètres.	161
Figure. VI.23 . Exemple d'image correspondante aux échantillons ayant subit un cycle de retrait-gonflement	161
Figures VI. 24. Érosion de sol des fondations	162
Figures VI. 25. Réseau d'assainissement détruit	162
Figures VI. 26. Cisaillement d'un revêtement	162
Figures VI. 27. déplacement des masses de sols et érosion	162
Figures VI. 28. Destruction d'une chaufferie réalisé en béton armé	163
Figures VI. 29. Les principales causes du mouvement de terrains observé dans le site de la cité universitaire.	163

Liste des tableaux

CHAPITRE II : METHODE D'ESTIMATION DE POTENTIEL DE GONFLEMENT

Tableau.II.1. Relation entre le gonflement libre et l'indice de plasticité Seed et al.2, 1962)	35
	36
Tableau.II.3. Potentiel de gonflement d'après Chen (1988)	36
Tableau.II.6. Relation entre potentiel de gonflement et indice de retrait (Ranganatham et Satyanarayana, 1965)	37
Tableau. II.7. Résumé de quelques méthodes d'estimation de potentiel de gonflement.	39
Tableau.II. 8. Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement (ε_g) et de la pression de gonflement (σ_g)	39
Tableau.II.9. Comparaison entre les différentes méthodes de classification d'après Johnson et Snethen (1978) et Josa (1988).	40
Tableau.II.10. Résumé des méthodes d'essai oedométriques	41
Tableau II.11. Essais œdométriques utilisés pour la mesure de gonflement à charge constante	46
Tableau. II.12. Présentation quelques méthodes de gonflement à volume constant	47
Tableau II. 13 Méthode de gonflement à volume constant et charge constante	52

CHAPITRE III : ÉTUDE ET CARACTÉRISATION DE CERTAINS SOLS ALGÉRIENS

Tableau III.1. Résultats d'analyse chimique Selon la norme NFP 15-467q	
Tableau III.2. La composition minéralogique estimative semi quantitative	62

CHAPITRE IV : ESTIMATION DU POTENTIEL DE GONFLEMENT DES SITES ETUDIÉS

Tableau. IV. 1. Nombre de sondage et d'échantillons extraits de chaque site	75
Tableau. IV.2. Résultats des essais d'identification des sites d'Alger	
Tableau. IV.3. Résultats des essais d'identification des sites de Blida	85
Tableau. IV.4. Résultats des essais d'identification des sites de Boumerdes	87

Tableau. IV.5. Résultats des essais d'identification des sites de Médéa	87
Tableau. IV.6. Résultats des essais d'identification des sites de Tissemsilt	88
Tableau. IV.7 récapitulatif des résultats de l'estimation à partir des méthodes de classification classique.	88
Tableau. IV.8. Récapitulatif des calculs estimatifs du potentiel de gonflement à partir des modèles empiriques	89
Tableau IV.9. Tableau des résultats géotechnique des sites d'Alger	94
Tableau. IV.10. Tableau des résultats géotechnique des sites de Blida	95
Tableau. IV.11. Tableau des résultats géotechnique des sites de Boumerdès	101
Tableau. IV.12. Tableau des résultats géotechnique des sites de Médéa	101
Tableau. IV.13. Tableau des résultats géotechnique du site de Tissemsilt	101
Tableau IV.14. Récapitulatif des résultats estimatifs de la pression de gonflement à partir des modèles empiriques	102
Tableau IV.15. Récapitulatif des calculs estimatifs du taux de gonflement à partir des modèles empiriques.	102
Tableau IV.16 Résultats de l'analyse statistique effectuée sur les paramètres géotechniques des sites étudiés	103
Tableau IV.17. Présentation de la matrice de corrélation entre les paramètres géotechniques.	16
CHAPITRE V : MECANISME DE GONFLEMENT	108
Tableau V. 1. Récapitulatif des résultats des essais de gonflement avec les méthodes A et B	109
Tableau V.2. Résultats d'essai de gonflement avec les trois méthodes A, B et C de la norme ASTM	
Tableau. V. 3. Effet de la teneur en eau et de la densité sèche sur le potentiel de gonflement en fixant certains paramètres d'état du sol.	120
Tableau V. 4. Effet de la teneur en eau et de la densité sèche sur le potentiel de gonflement en fixant certains paramètres d'état du sol.	125
CHAPITRE VI : EFFET DES SOLlicitations CYCLIQUES SUR LE POTENTIEL DE GONFLEMENT	126
Tableau VI.1. Caractéristiques géotechniques des échantillons	128
Tableau. VI.2. Caractéristiques d'identification des échantillons	129

Liste des symboles

A_c : Activité.

I_p : Indice de plasticité.

P_s, P_g, σ_g : Pression de gonflement.

P_c : Pression de consolidation.

p_a : Pression atmosphérique.

w_n : Teneur en eau naturelle.

W_l : limite de liquidité.

w : Teneur en eau.

w_0 : Teneur en eau initiale.

w_{opt} : Teneur en eau optimale.

C : Cohésion.

CEC : capacité d'échange cationique.

Z, H : Profondeur.

M : Facteur caractérisant le poids de la procédure.

W_r : Limite de retrait.

C, F_2 : Pourcentage de la fraction argileuse.

VB : Valeur de bleu de méthylène.

S_{st} : Valeurs de surface spécifique totale.

w_L : Limite de liquidité.

e : Indice dévide.

F : Surface de charge.

Ir : Indice de retrait.

RI : retrait linéaire.

$\gamma_{d \max}$: densité humide maximale.

γ_{di} : densité humide initiale.

Ig, C_s et C_H : indice de gonflement.

τ_{nat} : succion naturelle des sols en tsf.

SP : Potentiel de gonflement.

IL : indice de liquidité.

WL : limite de liquidité.

Ir : Indice de retrait.

Wp : Limite de plasticité.

Q, σ : surcharge verticale.

σ_v : Pression de confinement.

Ag, ϵ_s : Taux de gonflement.

ρ_{d0} , γ_d : Poids volumique sec.

ϵ : Gonflement libre.

r^2 : coefficient de corrélation.

Introduction générale

Le phénomène de gonflement de certaines formations géologiques argileuses, ayant de forts indices de plasticité, pose de sérieux problèmes dans plusieurs pays du monde, notamment ceux situés en zones arides et semi arides. Les sols gonflants occasionnent des désordres importants aux ouvrages qu'ils supportent lors d'un apport important d'eau extérieur. Tous les types de structures fondés en surface sur ces sols (bâtiments, ouvrages de soutènement, remblais, etc.), les réseaux routiers ainsi que les ouvrages enterrés (tunnels, pieux, canalisations, fondations profondes, etc.), subissent des dommages. Les exemples des désordres liés à la présence d'argiles gonflantes sont nombreux et variés (Bekkouche, 1997 ; Chen, 1965 ; Mouroux et al., 1988 ; Philipponnat, 1991 ; Hachichi & Fleureau, 1999; Yenes & al., 2010).

En Algérie, ces sols argileux gonflants sont très répandus et plusieurs régions, In-amenas, In-Salah, Médéa, M'sila, Tlemcen, Mostaganem, etc. y sont touchées. De nombreux cas de désordres d'ouvrages ont été recensés (Ameur, 1989 ; Bahar & Kenai, 2002 ; Bahar & Kenai, 2008 ; Bekkouche, 1997, Derriche & al., 1999 ; Djedid et al, 2001 ; Hachichi & Fleureau, 1999). Ce phénomène continue encore à se manifester dans de nombreuses régions et engendre chaque année des dégâts considérables, en particulier sur les constructions légères en raison de leurs fondations superficielles. Afin de réduire les risques d'apparition de ces désordres, des études géotechniques spécifiques permettant l'identification de ce phénomène sont donc nécessaires afin d'en tenir compte dans les études de génie civil.

L'identification des sols gonflants peut s'effectuer à l'échelle microscopique et à l'échelle macroscopique. L'analyse minéralogique a sans aucun doute apporté beaucoup dans la description des argiles et montre toute l'étendue et la diversité des minéraux argileux (Caillère & Hénin, 1963 ; Mitchell, 1993 ; Tovey, 1971), et jouant un rôle important dans le comportement du sol, notamment lors du retrait et du gonflement (Serratrice & Soyez, 1996 ; Mitchell, 1976 ; Yong & Warkentin, 1975). L'échelle macroscopique consiste en une identification primaire à l'aide d'essais simples d'identification ou d'essais mécaniques.

La première approche est très coûteuse et n'informe pas sur les paramètres mécaniques du gonflement. La deuxième approche peut présenter un intérêt considérable puisqu'elle permet un gain en temps et en coût. En effet, le fait de soupçonner qu'un sol puisse être gonflant dès la campagne de reconnaissance préliminaire permet d'orienter les campagnes de reconnaissance de confirmation. Cette deuxième approche est la plus souvent utilisée pour caractériser les minéraux gonflants et quantifier le processus de gonflement, elle fournit les paramètres macroscopiques directement applicables au dimensionnement des ouvrages de génie civil (Mrad, 2005).

La littérature contient un nombre considérable d'approches empiriques qui permettent d'apprécier le potentiel de gonflement des sols à partir de la mesure des paramètres de plasticité et de granulométrie (Chen, 1988 ; Dakshanamurthy & Raman, 1973 ; Seed & al., 1962 ; Vijayvergiya & Ghazzaly, 1973 ; méthode de BRE (Royaume Uni), 1980 ; Komornik & David, 1969 ; Snethen 1984 ; Williams & Donaldson, 1980). Seed et al. (1962) proposent une classification des sols en fonction de la teneur en argile et l'activité corrigée. Chen (1988) relie le potentiel de gonflement respectivement à la limite de liquidité et l'indice de plasticité. Pour ces auteurs, un potentiel de gonflement très élevé correspond à une limite de liquidité supérieure à 70 % et un indice de plasticité supérieur à 35 %. Williams et Donaldson (1980) considèrent que le caractère expansif des argiles est fortement lié à l'activité et propose une classification donnant le potentiel de gonflement en fonction de l'indice de plasticité et la teneur en argile. Ces méthodes donnent des résultats divergents d'où le recours aux essais mécaniques.

Dans la pratique, trois grandeurs sont utilisées pour caractériser l'aptitude d'un sol au gonflement (Mrad, 2005 ; Nowamooz, 2007), à savoir le taux de gonflement (ϵ_g), la pression de gonflement (σ_g) et le coefficient de gonflement (C_g). Ces paramètres peuvent être déterminés directement par la réalisation d'essais au laboratoire sur des échantillons intacts à l'oedomètre, matériel le plus couramment utilisé par de nombreux chercheurs (Holtz & Gibbs, 1956 ; Jennings & Knight, 1957 ; Lambe & Whitman, 1959 ; Guiras-Skandaji, 1996 ; etc.), bien que certains auteurs aient réalisé des essais in-situ coûteux et longs (Mariotti, 1976 ; Ofer & Blight, 1985 ; Magnan, 1993). Cependant, les procédures d'essais sont diverses. Elles se distinguent principalement par les modalités d'application des charges sur l'éprouvette et elles tirent leur diversité de la complexité du phénomène et d'une longue pratique empirique. Ces différentes procédures d'essais appliquées à un même matériau conduisent à des pressions de gonflement différentes (Sridharan & al., 1986 ; Serratrice, 1996).

L'étude du phénomène de gonflement commence donc d'abord par le choix du dispositif et la procédure d'essai. Ce choix dépend du problème posé et du but recherché. Les méthodes fréquemment utilisées sont (Alonso & al., 1987 ; Serratrice, 1996) : la méthode de gonflement libre, la méthode de gonflement sous charges constantes et la méthode de gonflement à volume constant. La comparaison des résultats, obtenus par les différentes méthodes d'essais au laboratoire (Gilchrist, 1963 ; Brackley, 1975 ; Justo & al., 1984 ; Sridharan & al., 1986 ; Abdudjauwad & Al-Sulaimani, 1993 ; kheddaj, 1992 ; Guiras-Skandaji, 1996 ; etc.), montrent que la pression de gonflement obtenue par la méthode de gonflement libre est plus élevée que celle donnée par les autres méthodes de gonflement ; la méthode de gonflement, sous charges constantes, donne des valeurs faibles et la méthode à volume constant donne des valeurs qui se situent entre les deux. Cependant, la comparaison des pressions de gonflement mesurées in situ et celles déterminées au laboratoire avec les différentes procédures semble indiquer que les valeurs de la pression de gonflement estimées à l'aide de la méthode à volume constant soient les plus proches de celles effectivement constatées sur le terrain (Erol & al.,

1987 ; Kheddaj, 1992). Kheddaj (1992) 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 (essais 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 oedomètres lors d'essais à gonflement libre.

Le sol subit un ensemble de modifications, dans le temps, engendrées par des sollicitations cycliques sous forme de chargement-déchargement et de variations saisonnières. Les caractéristiques d'état tel que, la densité, la teneur en eau et la pression de surconsolidation change d'une sollicitation à une autre. De nombreux auteurs ont effectué des recherches sur l'effet des cycles de séchage-humidification sur des argiles gonflantes, exemple de Chen & Ma (1987) ; Subba Rao & Satyadas (1987) ; Al-Homoud & al. (1995) ; Basma & al (1996) ; Tripathy & al (2002) ; Day (1994, 1995), Subba Rao & al (2000) et Geremew & al (2009), ils ont travaillé sur des échantillons intacts et remaniés et ont montré la disparition des caractéristiques héritées des conditions de dépôts et une stabilisation des déformations qui s'amorcent à partir du troisième cycle ainsi qu'une augmentation du gonflement cumulé avec les cycles. Ces sollicitations changent à chaque fois l'état initial du sol, en lui donnant une nouvelle densité et un nouveau pourcentage de saturation.

L'étude du phénomène de gonflement, générateur de tassements différentiels et de désordres aux constructions, est donc vaste et complexe. Les nombreuses recherches touchant différentes disciplines scientifiques indiquent que le potentiel de gonflement des sols argileux résulte de facteurs de prédisposition tels que l'histoire géologique de ces sols (mode de sédimentation, sollicitations mécaniques, thermiques et hydriques au cours du temps) leur donnant une certaine prédisposition relative à leur composition minéralogique et à leur texture (Mitchell, 1976). Ce phénomène trouve son origine également dans des facteurs environnementaux (contexte climatique, cadre géomorphologique, hydrologique et hydrogéologique, etc.).

Objectifs et organisation de la thèse

L'objectif général de ce travail de thèse est de caractériser le potentiel de gonflement de certains sites du nord algérien et d'apporter une contribution à la compréhension et à la caractérisation du retrait-gonflement des formations géologiques argileuses algériennes particulièrement sensibles à ce phénomène.

L'étude comporte plus particulièrement, d'une part, des études géologique, minéralogique, climatologique, géotechnique et microstructurale des argiles des sites étudiés ; et d'autre part, des essais hydromécaniques cycliques couplés à l'analyse macrostructurale afin d'étudier le comportement et l'évolution de ces matériaux au cours des sollicitations climatiques cycliques. La thèse comporte une introduction générale, deux chapitres

bibliographiques présentant un état de l'art sur ce sujet, quatre chapitres sur la partie expérimentale et une conclusion générale.

L'étude bibliographique s'est focalisée dans le premier chapitre sur l'identification des sols gonflants et les résultats majeurs concernant leur structure interne, l'interaction sol-eau, le processus de retrait-gonflement au niveau microscopique et macroscopique, l'influence de différents paramètres sur le processus de retrait-gonflement, l'influence du processus de retrait-gonflement sur la structure interne des sols gonflants et le rôle des sollicitations hydriques cycliques et la fissuration. Le deuxième chapitre traite les différentes procédures empiriques et expérimentales de classification de potentiel du gonflement ainsi qu'une comparaison des différentes procédures.

Le troisième chapitre de la thèse est consacré à la présentation des sites de prélèvement et des matériaux étudiés. La localisation géographique, le contexte géologique, climatologique, minéralogique des sites, ainsi une analyse microstructurale à partir des images au MEB de la structure argileuse des certains échantillons y sont présentés.

L'étude géotechnique est présentée dans le quatrième chapitre. Après l'analyse des différents résultats d'identification obtenus pour chaque site, une estimation du potentiel de gonflement des sites étudiés est effectuée à partir des méthodes empiriques. Les résultats obtenus à partir de ces méthodes ne convergent pas vers la même estimation du potentiel de gonflement. Pour cela, des essais de gonflement sont réalisés avec un dispositif asservi de type Géocomp, afin de comparer les potentiels de gonflement.

Le mécanisme de gonflement est présenté dans le cinquième chapitre. Après la présentation de la procédure d'essai, la cinétique de gonflement est étudiée en se basant sur le moment de la mise en contact de l'échantillon avec l'eau. Ensuite l'étude de l'effet de la procédure d'essai de gonflement de la norme ASTM sur le potentiel de gonflement est présentée. Enfin, les paramètres moteurs de gonflement sont analysés et discutés. Une simplification de l'écriture des modèles estimatifs du potentiel de gonflement est effectuée, en proposant un modèle qui prend en compte uniquement la densité sèche.

Le dernier chapitre aborde l'évolution de la macrostructure sous deux types de sollicitations ; les sollicitations mécaniques cycliques et les sollicitations climatiques cycliques. L'évolution de la macrostructure est analysée sous les deux effets d'imbibition (par infiltration et par capillarité), cette partie est complétée par des observations aux MEB pour montrer l'évolution de la microstructure argileuse après un cycle de séchage-humidification.

PARTIE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I

GENERALITES SUR LES ARGILES

Résumé du chapitre I

Le phénomène de gonflement est une caractéristique de certaines formations argileuses, avec la présence des conditions initiales favorables. La compréhension de ce phénomène demande d'abord, la définition de la structure des différentes argiles ainsi que leurs systèmes d'hydratation tout en illustrant les différentes liaisons physiques et chimiques qui interviennent lors de gonflement. Beaucoup d'études montrent que le gonflement ne dépend pas seulement du type d'argile mais aussi d'un ensemble de facteurs environnants.

I.1. INTRODUCTION

Le nombre de cas pathologiques liés au gonflement des sols argileux est en augmentation à cause du réchauffement climatique, que la terre ait connu ces dernières années.

La prévision et la caractérisation des argiles gonflantes peuvent se faire en rassemblant le maximum de données à partir des études géologiques, minéralogiques et géotechniques et en étudiant les facteurs environnementaux à l'exemple du climat, des venues d'eau, de la contrainte du chargement...etc.

Ce chapitre résume les études précédentes et il a pour objectif de définir : d'abord, l'origine des argiles, les différents types de la structure argileuse et leur caractéristique, puis, l'effet de l'eau et les différentes réactions physico-chimiques qui se produisent dans la structure argileuse, par la suite, le mécanisme de gonflement, et en fin les facteurs agissant sur le potentiel de gonflement.

Ces différents points vont nous permettre de comprendre le comportement le phénomène de retrait-gonflement sur la quelle se base notre étude.

I.2. ORIGINE ET DEFINITION DES ARGILES

Les argiles sont des matériaux sédimentaires de la couche superficielle de l'écorce terrestre, obtenus par dégradation et altération par l'hydrolyse des minéraux des roches éruptives et magmatiques sous l'action physique et chimique des eaux de surface. Ces résidus détritiques sont déplacés par voie glaciaire, fluviale ou éolienne et se déposent dans les bassins de sédimentation. Le terme argile possède différents sens qui ne se recouvrent que globalement. Il peut désigner des minéraux de structures et propriétés particulières, des roches argileuses composées pour l'essentiel de ces minéraux ou bien la partie la plus fine d'une analyse granulométrique d'un sol meuble inférieur à 2 μm , cependant cette dernière sont des minéraux argileux résultant de la destruction des roches (les roches sédimentaires contiennent 50 %, les schistes 50 à 80 % et les roches éruptives donnent, par décomposition, des argiles). On dit qu'un sol est argileux s'il contient plus de 50% de minéraux argileux.

Les minéraux d'argiles sont fondamentalement constitués de silicium, aluminium, oxygène et ions hydroxyles. Ce sont des phyllosilicates d'alumine hydratés, le préfixe « phyllo » désignant des minéraux qui prennent des formes de feuillets, cette structure leur confère des propriétés adsorbantes et plastiques.

Plusieurs facteurs jouent un rôle sur le type d'argile résultant à savoir la nature de la roche mère, la topographie et le climat (Figure I.1):

I.2.1. La roche mère

- o L'altération d'une roche acide, comme le granite, donne plutôt de la kaolinite ;
- o L'altération d'une roche basique, comme le basalte, donne plutôt des smectites.

I.2.2. La topographie

Elle commande le drainage et elle intervient également :

- o Sur une pente, où le drainage et le lessivage sont bons, la formation de kaolinite est favorisée.
- o Dans une cuvette, milieu confiné où se concentrent les solutions, se forment plutôt des smectites.

I.2.3. Le climat

En fonction des roches mères et du climat, les minéraux argileux résultant sont différents :

- a) En climat froid : l'altération est faible, les minéraux argileux sont identiques ou peu différents des minéraux de la roche (illite et chlorite), ils sont hérités de la roche d'origine.
- b) En climat chaud et humide : l'hydrolyse est poussée, la kaolinite se forme en milieu drainé, les smectites en milieu confiné. En climat tempéré, humide, l'altération est modérée et des interstratifiés apparaissent à l'exemple des illites et chlorites dégradées et de la vermiculite.

Une transformation des minéraux argileux pourra se produire lors de changement de milieu. Les minéraux néoformés ou hérités peuvent évoluer pour prendre un nouveau statut en équilibre avec le nouveau milieu. On distingue les transformations par dégradation (soustraction d'ions) et par aggradation (par fixation d'ions supplémentaires). Ces transformations ont lieu aussi bien au cours de l'altération que de la diagénèse.

Exemple :

Kaolinite —————> chlorite

Smectites —————> Illite

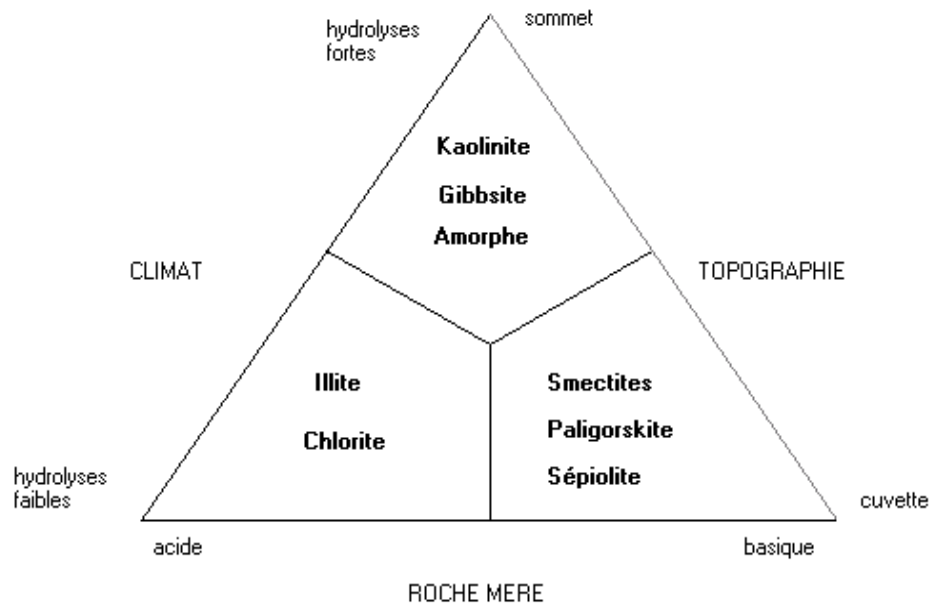


Figure. I.1. Types de phyllosilicates formés au cours de l'altération.

Du point de vue chimique, il s'agit de réactions tendant à faire acquérir aux combinaisons d'éléments chimiques constituant les minéraux ou les roches, un état plus stable que leur état initial, au contact de l'atmosphère. C'est ainsi que les micas se chloritisent, que les feldspaths se kaolinisent, que les sulfures se transforment en sulfates. Ce sont toujours des oxydations ou des hydrolyses.

I.3. STRUCTURE ET MINERALOGIE DES ARGILES :

Les argiles sont des matériaux lamellaires constitués par l'empilement de feuillets, elles ont quatre niveaux d'organisation (Figure I.2).

- Les plans sont constitués par les atomes ;
- Les feuillets, tétraédriques ou octaédriques, sont formés par une combinaison de plan ;
- Les couches correspondent à des combinaisons de feuillet ;
- Le cristal résulte de l'empilement de plusieurs couches.

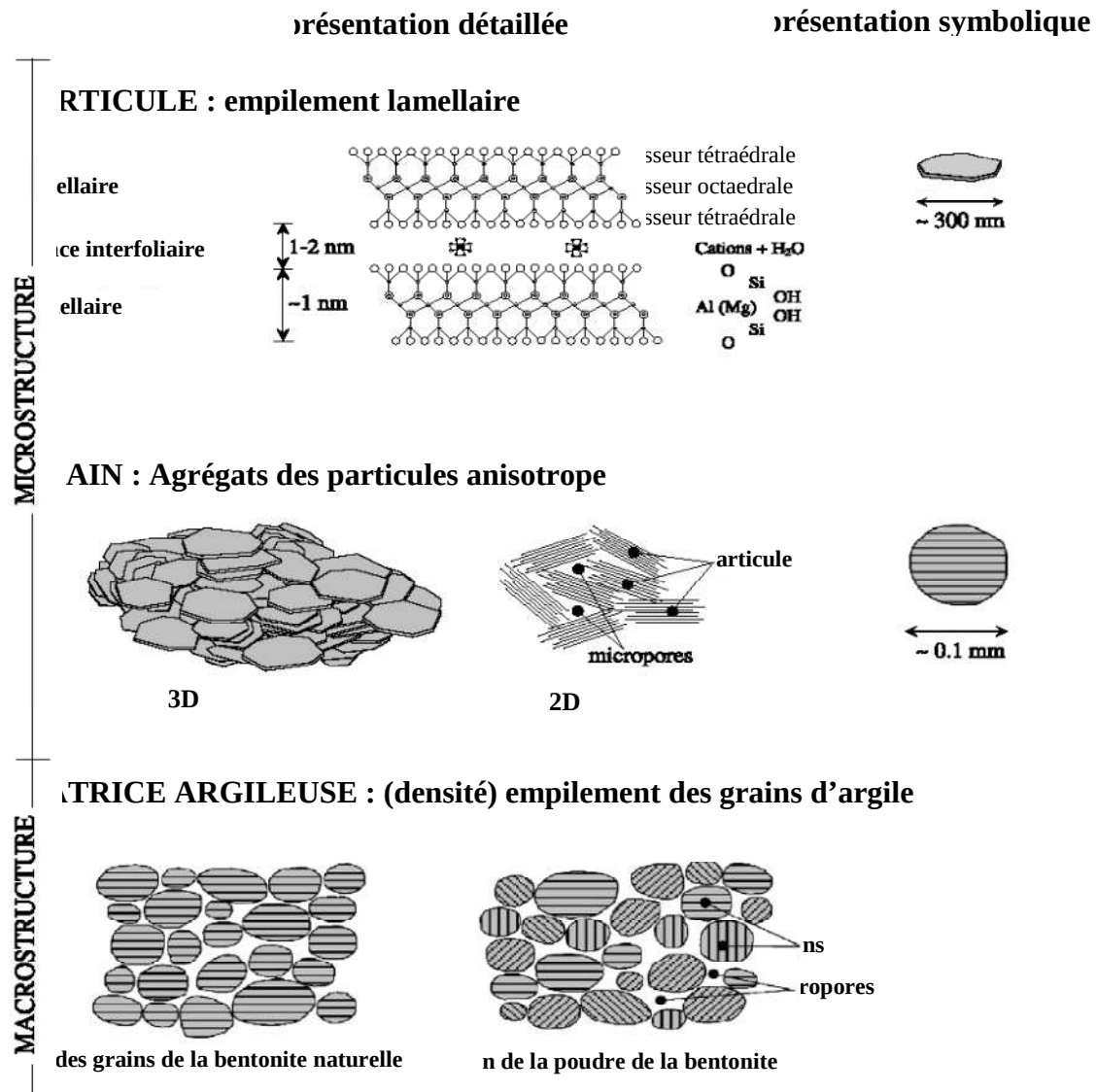


Figure. I.2. Structure de la bentonite à différentes échelles, (d'après Karnland, 1998, Pusch et Yong, 2003, cité par Kröhn, 2003).

Un feuillet est formé par l'association de couche tétraédrique et de couche octaédrique. La couche tétraédrique est formée par un enchainement des tétraèdres (T) constituée par des atomes de Si^{4+} , Al^{3+} et Fe^{3+} .

La couche octaédrique est constituée par un enchainement de octaèdres (O), dont les sommets sont occupés par des atomes d'oxygène et des groupements hydroxyles et les centres sont occupés par des atomes d' Al^{3+} , Fe^{3+} , Mg^{2+} ou Fe^{2+} (Fig. I.3).

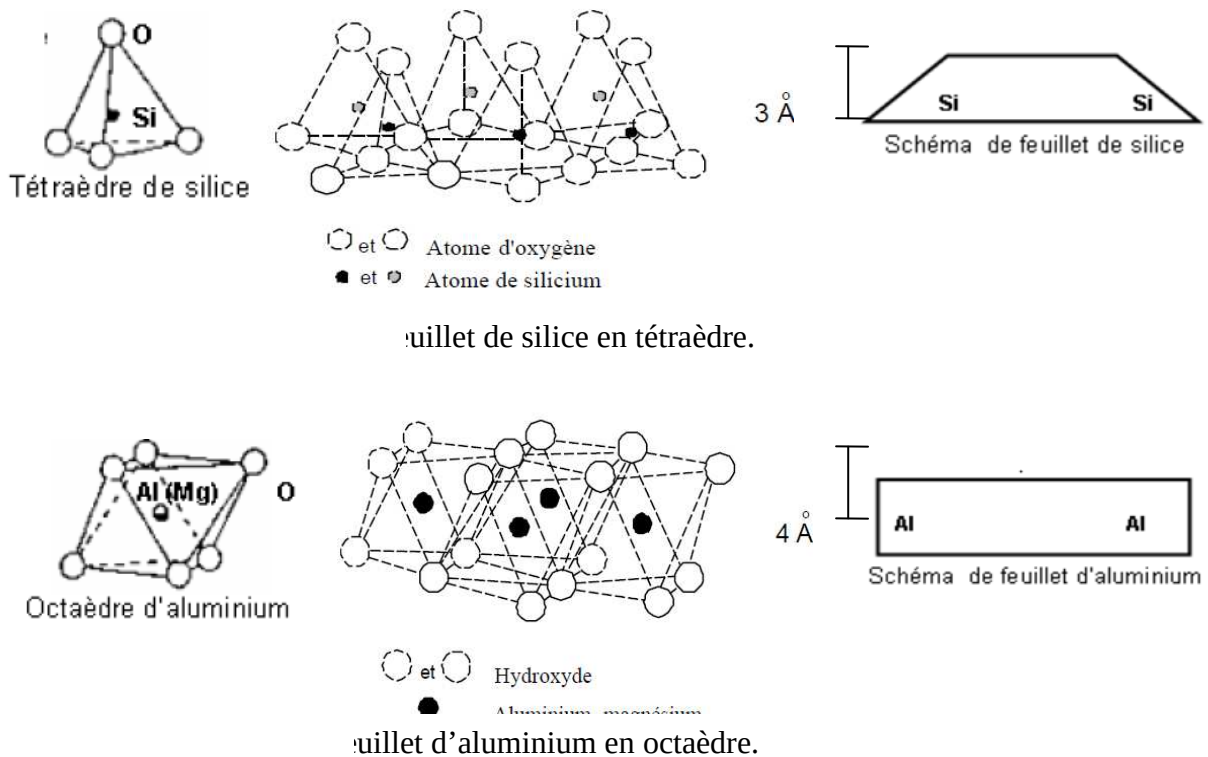


Figure I.3. Structure de base des phyllosilicates.

Suivant le mode d'agencement des tétraèdres et des octaèdres, on distingue deux (2) grandes familles de minéraux :

- a) Les minéraux fibreux qui sont des espèces à pseudo feuillets, par exemple les palygorskites (attapulgite) et les sépiolites (Charradi, 2010).
- b) Les minéraux phylliteux à structures lamellaires. Ces derniers sont les plus répandus et les plus étudiés. Leur classification est basée sur le mode d'association des couches structurales et le degré d'occupation des sites de la couche octaédrique (di ou tri octaédrique). Selon la séquence d'empilement des couches tétraédriques et octaédriques, on distingue des minéraux de type : 1/1 (T-O), 2/1 (T-O-T) et 2/1/1(T-O-T-O).

I.3.1. Les minéraux 1/1

Ces minéraux sont constitués par l'empilement suivant la normale des feuillets formés par l'association d'une couche tétraédrique et d'une couche octaédrique. Les tétraèdres sont liés par trois sommets et le quatrième sommet du tétraèdre sert de lien avec la couche octaédrique (Fig. I.4). La distance basale est de l'ordre de 7 Å. L'ensemble des charges est reparti de telle sorte que le feuillet est électriquement neutre. La cohésion des feuillets est assurée par des ponts hydrogènes. Dans ce sous-groupe d'argiles, on peut citer la famille des kaolinites (la kaolinite, la dickite et la nacrite) et l'halloysite.

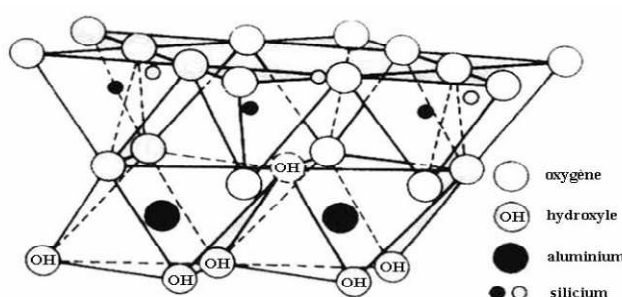


Figure I.4. Assemblage d'une couche octaédrique et d'une couche tétraédrique pour une argile TO (1:1).

I.3.2. Les minéraux 2/1

Ces phyllosilicates comptent plus de 200 variétés de minéraux différents, parmi lesquelles on trouve les groupes des micas et des smectites (Charradi, 2010). Ces argiles sont composées d'agglomérats, ces agglomérats sont composés de particules, chacune des particules est composée d'un empilement de feuillets ayant une grande extension dans le plan. Un feuillet est composé d'une couche planaire formée par un cation en coordinance octaédrique encadrée de deux couches planaires de silicium en coordinance tétraédrique (le feuillet est dit TOT) (Fig. I.5). Les sites octaédriques, quand à eux, peuvent être occupés soit par des cations trivalents Al^{3+} ou éventuellement Fe^{3+} , ces phyllosilicates 2/1 sont alors définis comme dioctaédriques, ou par un cation bivalent Mg^{2+} , le phyllosilicate est alors appelé trioctaédrique.

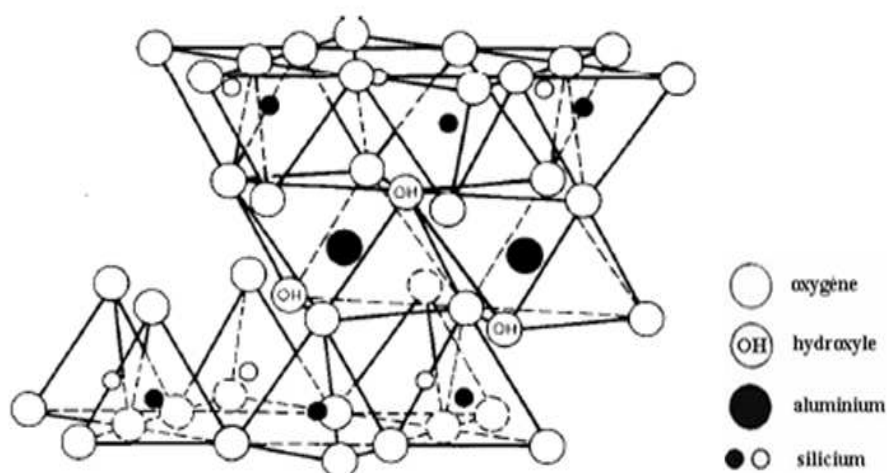


Figure I.5. Assemblage d'une couche octaédrique et deux couches tétraédriques pour une argile TOT (2:1).

La capacité de gonflement des argiles est influencée par les arrangements et la composition minéralogique de ces feuillets. De même, le gonflement est contrôlé par l'intensité des liaisons

interfeuillets qui peuvent se casser lors de l'hydratation et modifier par la suite la microtexture de l'argile (Wakim, 2005).

I.4. LES PRINCIPALES FAMILLES DES ARGILES

L'analyse du comportement gonflant des argiles consiste à préciser la nature des liaisons pour chacune des trois familles d'argiles considérées.

I.4.1. Les Kaolinites

La formule structurale est : $(OH)_4 Al_2 Si_2 O_5$. Son nom vient de Kao ling, lieu géographique en Chine. Parmi cette famille, nous avons : Kaolinite, Bertierine, Dickite, Nacrite et Halloysite.

Une particule d'argile est formée d'un empilement de plusieurs feuillets d'équidistance fixe de $7 \text{ \AA}$, elle est composée d'une couche tétraédrique siliceuse et d'une couche octaédrique alumineuse (Fig. I.6).

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 d'hydrogène et de la force de Van Der Waals, confèrent un lien assez fort avec une grande stabilité vis-à-vis de l'eau. Les feuillets sont alors soudés les uns aux autres par des forces de liaisons très importantes rendant la kaolinite presque insensible au gonflement.

Les substitutions isomorphes sont peu fréquentes dans ce type d'argile grâce à la stabilité physique de sa structure et le pouvoir de fixation des cations ne dépasse pas 15 milliéquivalent/100g.

Les particules de kaolinite sont de grandes plaquettes rigides de forme hexagonale de quelque dizaines à une centaine de nanomètres d'épaisseur et de quelques centaines à un millier de nanomètres d'extension latérale (dimension latérale / épaisseur). Les feuillets sont empilés de manière ordonnée et ils sont en contact les uns avec les autres. Théoriquement, l'eau interfoliaire n'a aucune existence dans ce type d'argiles.

La kaolinite est fréquente dans les sédiments argileux provenant de l'altération de roches acides riches en feldspath (granites par exemple). Elle présente une forte teneur en alumine (46 %) et montre des propriétés de plasticité, de faible retrait au séchage et à la cuisson. Elle demande des températures de cuisson élevées et elle est assez réfractaire après cuisson.

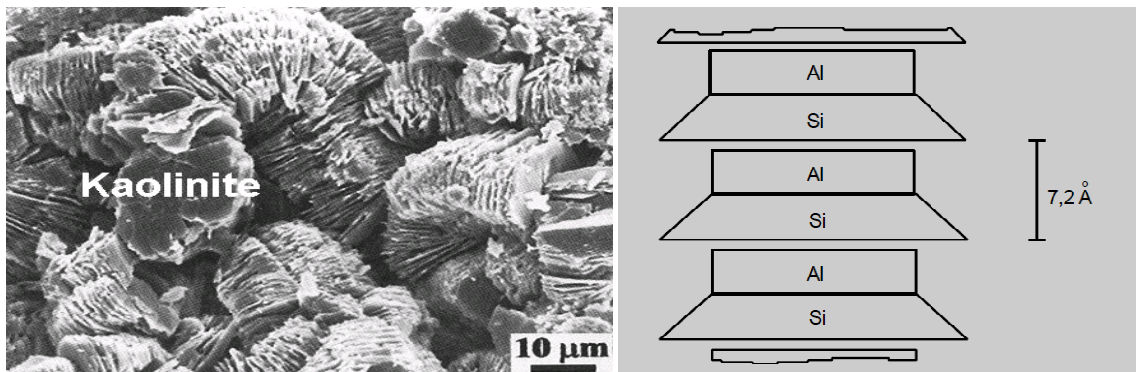
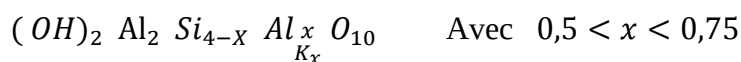


Figure I.6. Cristaux des particules de kaolinite vus au microscope électronique à balayage.

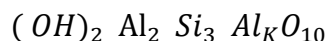
I.4.2. Les illites

Le feuillet élémentaire de l'illite est composé d'une couche d'alumine comprise entre deux couches de silice. L'épaisseur d'un feuillet est d'environ 10 Å. Les illites sont les plus répandues des minéraux argileux dans la nature. Elles sont des argiles dites potentiellement gonflantes. Les liaisons entre les feuillets sont moins fortes que celles des kaolinites. Les analyses chimiques ont montré dès le début, que moins d'un ion de silicium sur quatre était remplacé par un ion d'aluminium, ce qui diminue d'autant la quantité d'alcalins entre les feuillets. Un remplacement partiel des ions Al octaédriques par des ions Mg, Fe²⁺ et Fe³⁺ est fréquent. Le déficit de charge qui en résulte est compensé par l'eau et les cations de potassium K⁺ (sauf qu'on a plus d'eau, moins de K⁺). La présence de ces cations contribue à renforcer les liaisons interfeuillets. Le comportement des illites se rapproche alors de celui des kaolinites. La formule structurale est variable selon le model suivant :



Le groupe des micas présente aussi des feuillets à trois couches T-O-T. Un exemple de mica est la muscovite $K Al_2 [Si_4 Al O_{10}] (OH)_2$. Elle fait intervenir des ions K²⁺ qui sont absorbés dans les liaisons inter foliaires afin de compenser le déséquilibre des charges. Cependant ces ions sont liés de façon très stable et la plupart ne sont pas échangeables.

La structure des micas se rapproche de celle des illites sauf qu'elles sont plus grandes. Leur formule chimique est la suivante :



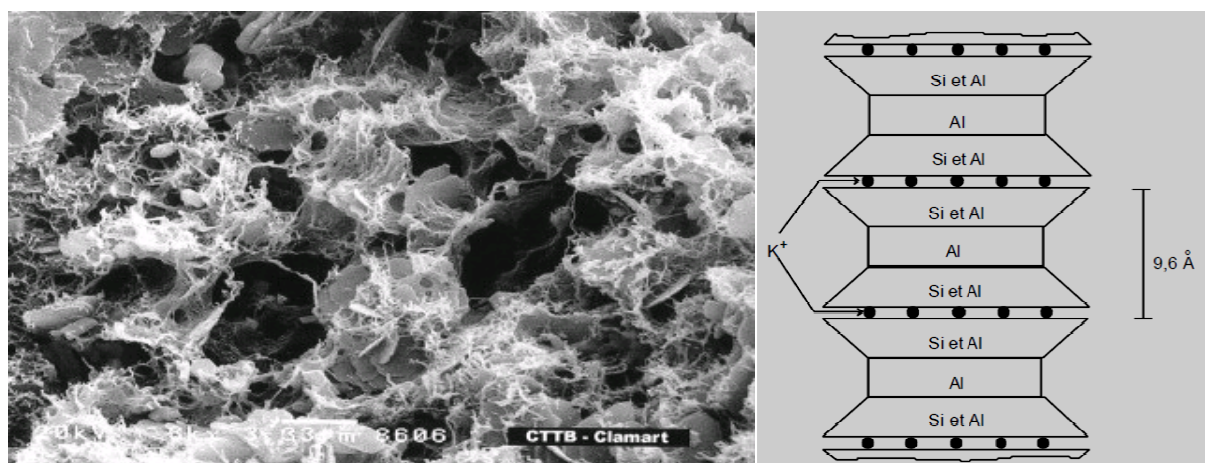
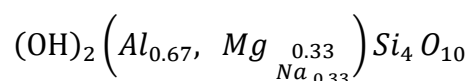


Figure I.7. Cristaux des particules d'Illite vus au microscope électronique à balayage.

I.4.3. Les Smectites

La Montmorillonite, la Beidellite, la Nontronite, la Hectonite, la Saponite et la Sauconite sont des argiles dites potentiellement très gonflantes. Le représentant le plus important de cette famille des minéraux est la montmorillonite.

Le terme de montmorillonite a été proposé par Damour et Salvétat (1847) d'après le nom de la ville de Montmorillon (Vienne, France). La montmorillonite se compose comme suit: une couche octaédrique comprise entre deux couches tétraédriques. Les tétraèdres de la couche tétraédrique sont occupés par le silicium, et l'aluminium de la couche octaédrique est remplacé partiellement par le magnésium. L'empilement des feuillets est désordonné ; chaque feuillet est tourné dans son plan par rapport au précédent et a une extension latérale extrêmement grande par rapport à son épaisseur qui est d'environ 9.6 Å. Ce désordre est la constitution des faces inférieures et supérieures de ce type d'argile, ne permettent pas le développement d'une liaison hydrogène entre les feuillets, ce qui facilite leur écartement et l'absorption des molécules variées (eau, cations ou molécules organiques) au niveau de l'espace interfoliaire qui s'écarter. De ce fait, parvient la sensibilité de ces argiles à l'eau qui se glisse entre ces feuillets en quantité variable et donne à la périodicité de l'empilement une valeur également variable souvent voisine de 14 Å. Ceci crée un déficit de charge compensé par des ions, situés entre les feuillets et qui sont changeables et fréquemment représentés dans la nature par Na et Ca.



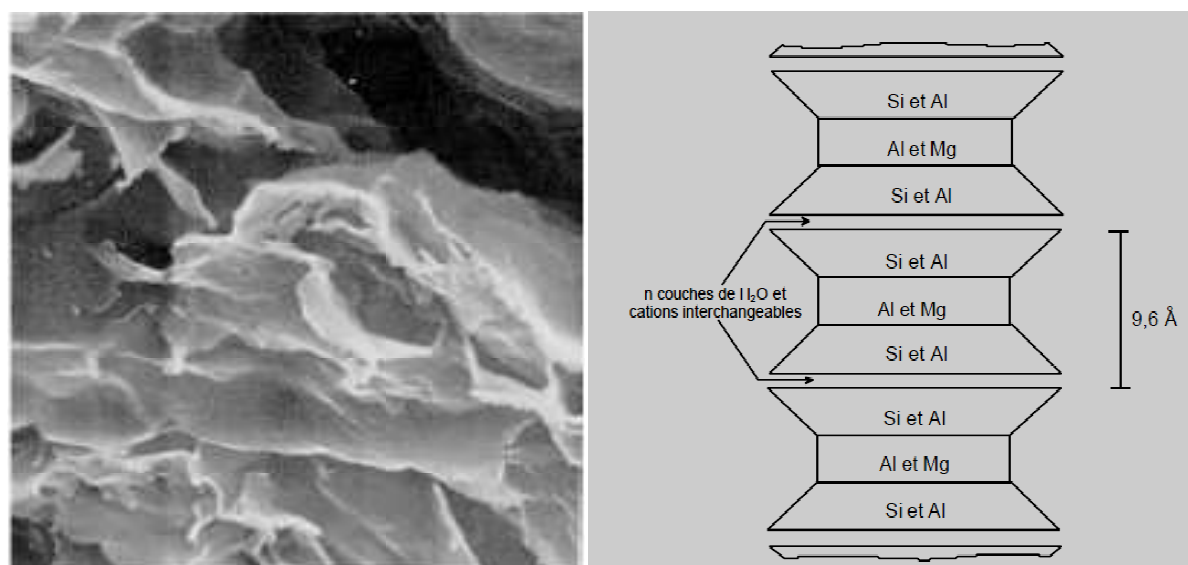


Figure I.8. Vue microscopique au MEB de la montmorillonite et arrangement des feuillets.

Les feuillets des smectites peuvent s'intercaler régulièrement ou irrégulièrement avec d'autre feuillets argileux, l'ensemble forme des interstratiés, le comportement peut s'avérer gonflant, c'est le cas de la corrensite, la torudite, la kaolinite-montmorillonite, etc.

Il est nécessaire de citer un autre type d'argile appelé : chlorites (Fig. I.9), du fait que leurs propriétés se rapprochent de celles des argiles. Leurs structure est cependant plus complexe, et se composent de deux feuillets de micas entre lesquels s'insère un feuillet de brucite. En fait, le déficit du feuillet de mica est rarement comblé par le feuillet de brucite et des cations interchangeables se logent dans les espaces créés au sein du feuillet de mica. De l'eau peut alors pénétrer entre les feuillets, provoquant ainsi un accroissement de l'interdistence et donc un gonflement (Bultel, 2001).

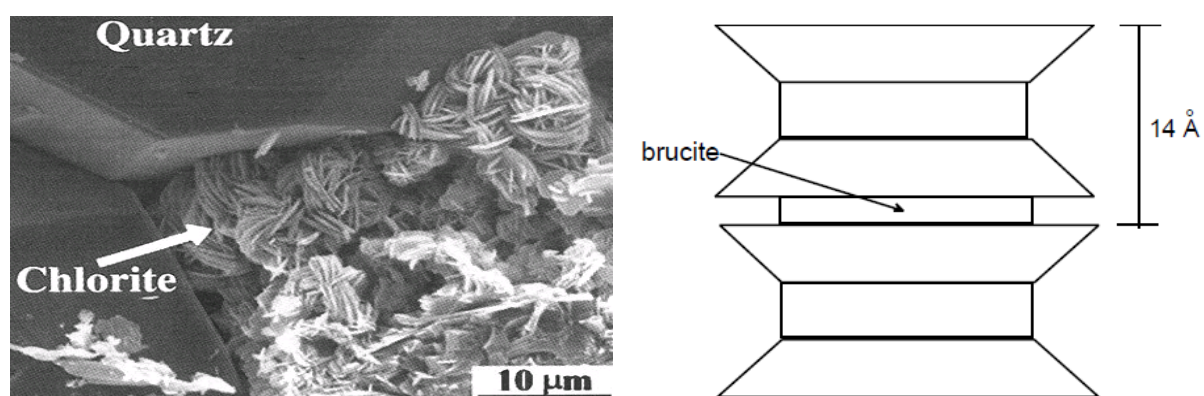


Figure I. 9. Cristaux de chlorite vus au microscope électronique à balayage.

I.5. TEXTURE DES ARGILES

Tout comme la structure cristalline des argiles, la texture est un paramètre important car il conditionne les propriétés physiques du minéral (Caillère & Hénin, 1959). La texture concerne l'assemblage des minéraux (argileux ou pas) sous forme d'agrégats ainsi que l'arrangement ou la distribution spatiale de ces agrégats (Audiguier, 1979). Aubouin et al. (1968) définissent la texture comme «la forme, la dimension et la disposition d'un certain nombre de minéraux naturellement groupés en une population au sein de la roche ».

Cette organisation peut faire l'objet de différentes classifications (Van Olphen, 1963 ; Collins & McGown, 1974 ; Le Roux, 1975 ; Sergeyev et al., 1978), citées par Maison, 2011, et elles sont valables pour les sols argileux.

Gens et Alonso (1992) ont établi une classification pour les sols gonflants, à partir des travaux de Collins et McGown (1974). Cette classification se base sur l'organisation des particules élémentaires argileuses :

- Texture « matricielle » (Fig I.10a) : texture dont la base est une pâte homogène avec les particules élémentaires disséminées dans cette pâte. Cette texture est caractéristique des sols naturels ou des sols compactés du côté humide de l'optimum Proctor.
- Texture « agrégée » ou « compactée » (Fig. I.10b) : texture compactée avec les particules élémentaires assemblées sous forme de mottes ou d'agrégats. (Wakim, 2005).

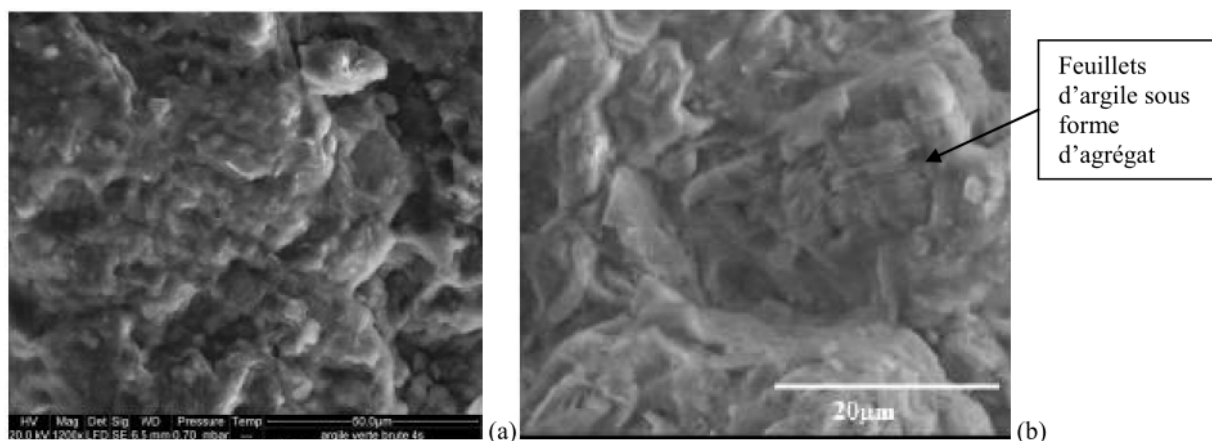


Figure I.10. Photographie MEB de texture matricielle (a : Argile Verte de Romainville) et texture agrégée (b : Argile de Bavent) (Vincent et al., 2009, cité par Maison, 2011).

Il est rare de rencontrer des sols argileux composés uniquement d'argile, et au sein même de la fraction argileuse, plusieurs types d'argiles peuvent coexister. La texture des sols argileux peut varier fortement en fonction du type de minéraux argileux, du mode de sédimentation et de l'état de consolidation (Windal, 2001). Une roche argileuse qui présente une organisation serrée et orientée des particules d'argiles n'a pas le même gonflement qu'un sol argileux dont la

sédimentation a été rapide et récente et pour lequel la distance entre les plaquettes est maximale. Cette organisation des minéraux argileux est la principale cause du gonflement anisotrope.

La texture des matériaux argileux se superpose donc aux organisations des autres minéraux non argileux. Cette hétérogénéité rend la structure et la texture extrêmement complexes, surtout lorsque les minéraux argileux sont cimentés par d'autres minéraux carbonatés.

I.6. L'EAU ET LES MINÉRAUX ARGILEUX

L'argile dans son milieu cherche à atteindre un certain équilibre chimique et physique vis-à-vis aux différentes réactions avec l'eau.

I.6.1. La forme de l'eau

L'eau est l'élément déterminant dans les propriétés des argiles, elle peut se présenter sous différentes formes dans la structure argileuse grâce à son caractère dipolaire, la molécule d'eau possède la propriété d'être attirée par l'intermédiaire de ses extrémités positives 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.

Deux types d'eau, existant dans la matrice argileuse, peuvent être distingués :

I.6.1.1. Eau liée

Elle est attachée à la surface des grains par le jeu de forces d'attraction moléculaire. Ces forces décroissent avec la distance entre les molécules d'eau et le grain.

Une première couche adsorbée, dont l'épaisseur est de l'ordre de quelques dizaines de molécules (environ 50 Å), correspond à :

- L'eau des arrêtes et des cassures de la surface du réseau cristallin. Les molécules d'eau y sont retenues par des liaisons de coordination avec les éléments superficiels du réseau cristallin ;
- L'eau d'hydratation des cations échangeables ;
- L'eau de surface interfeuille, répartie entre les différents feuillets des minéraux argileux, reliés entre eux par des liens hydrogènes existant entre les groupes OH- et O².

Dans cette couche adsorbée les propriétés de l'eau sont très fortement modifiées.

L'eau a la structure de la glace. La viscosité peut être supérieure de quelques dizaines de fois à celle de l'eau normale (Rosenqvist, 1959). La densité varie de 1,2 à 2,4 g/cm³ (Yong et Warkentin, 1975). L'adsorption des molécules d'eau et des ions dépend en grande partie de la surface spécifique des argiles.

Une zone de transition d'eau dite "diffuse", entre 0,005 et 0,5 μm contient des molécules d'eau fixes et qui supportent encore une attraction non négligeable.

L'eau d'hydratation des argiles gonflantes (type smectites) correspond à de l'eau adsorbée et de l'eau diffuse, ou de l'eau faiblement liée.

I.6.1.2. Eau libre

Au delà de 0,5 μm (Marsily, 1981), l'eau n'est retenue dans l'argile que par les forces capillaires et elle est capable de se déplacer sous l'effet de la gravité ou d'un gradient hydraulique suffisant. C'est l'eau libre, appelée aussi eau interstitielle. D'une façon générale, les forces mises en jeu sur l'eau par les particules d'argiles diminuent avec la distance (Fig. I.11).

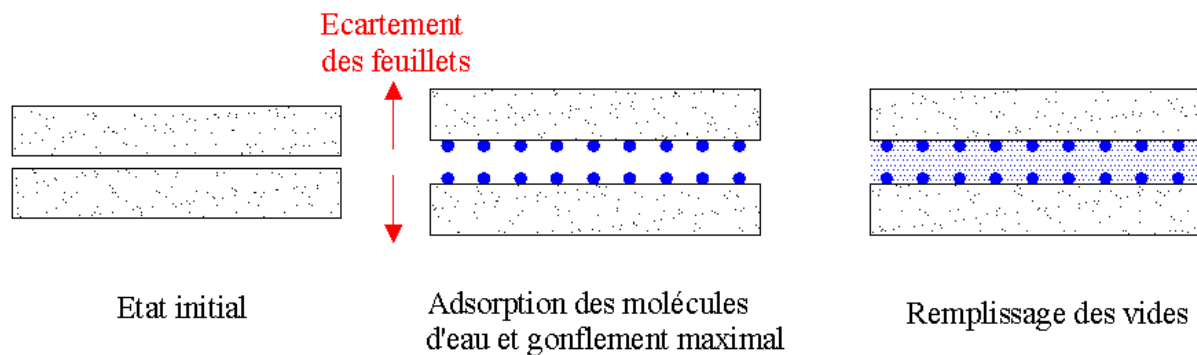


Figure I. 11. Gonflement et hydratation du matériau argileux.

Plus d'électrons d'un côté du noyau d'un atome que de l'autre, d'où la formation de dipôles qui se rattachent par leur côté opposé électriquement, les forces mises en jeu sont faibles mais additives (d'où leur importance) et diminuent très lentement avec la distance. Elles sont suffisamment fortes pour déterminer l'arrangement final de certains solides et elles sont une source majeure de cohésion dans les sols fins (Mitchell 1976). Les forces d'adhésion dans les sols argileux "humides" sont principalement du type Van Der Waals (Rosenqvist 1959).

I.6.2. Principales type d'hydratation.

La recherche bibliographique a permis de mettre en évidence quatre principaux phénomènes d'hydratation des argiles :

- Hydratation par capillarité,
- Hydratation par adsorption
- Hydratation par osmose,
- Transformations chimiques.

La structure complexe des argiles leur confère la particularité de s'hydrater par le phénomène de succion.

On définit la succion comme étant une mesure d'affinité entre le sol et l'eau interstitielle. Elle se définit comme la somme de plusieurs composants (Delage et Cui, 2001).

I.6.2.1. Hydratation par succion capillaire

Les phénomènes de capillarité se produisent à l'interface entre deux fluides (G et L), comme le montre la figure I.12, car les molécules y sont soumises à un ensemble de forces d'interactions non équilibrées, à la différence d'une molécule située au sein du fluide.

Une molécule d'eau au sein d'une masse d'eau est soumise à des actions de même nature (Fig. I.12), 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. 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 σ_s à l'interface et qui est représentée sur la figure I.13 dans le cas d'un interface plan.

La capillarité est souvent illustrée par le schéma de la figure I.13 décrivant la remontée capillaire h_c de l'eau dans un tube de rayon r plongé dans un récipient contenant de l'eau. La relation entre le rayon de courbure du ménisque sphérique eau-air dans le tube et la différence de pression entre l'air et l'eau est donnée par la loi de Laplace, qui se simplifie dans l'hypothèse de pores cylindriques et prend l'expression de la loi de Jurin:

$$S_c = u_a - u_w = \frac{2\sigma_s \cos\theta}{r} \quad (I.1)$$

u_a et u_w sont respectivement les pressions d'air et d'eau, s_c est la succion capillaire, σ_s tension de surface eau- air, θ l'angle de raccordement entre le ménisque et le solide.

La hauteur d'ascension capillaire h_c est dès lors définie comme :

$$h_c = \frac{2\sigma_s \cos\theta}{r\gamma_w} \quad (I.2)$$

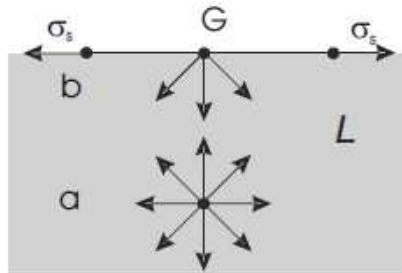


Figure I.12 . Action des forces sur une molécule d'eau, (Delage et Cui, 2001 cité par Masekanya, 2008).

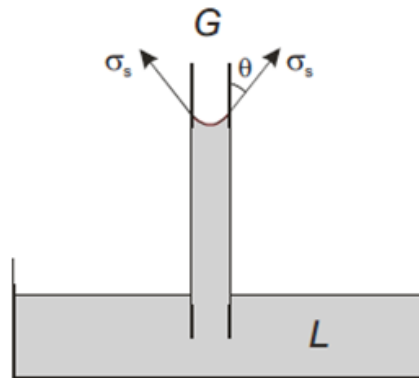


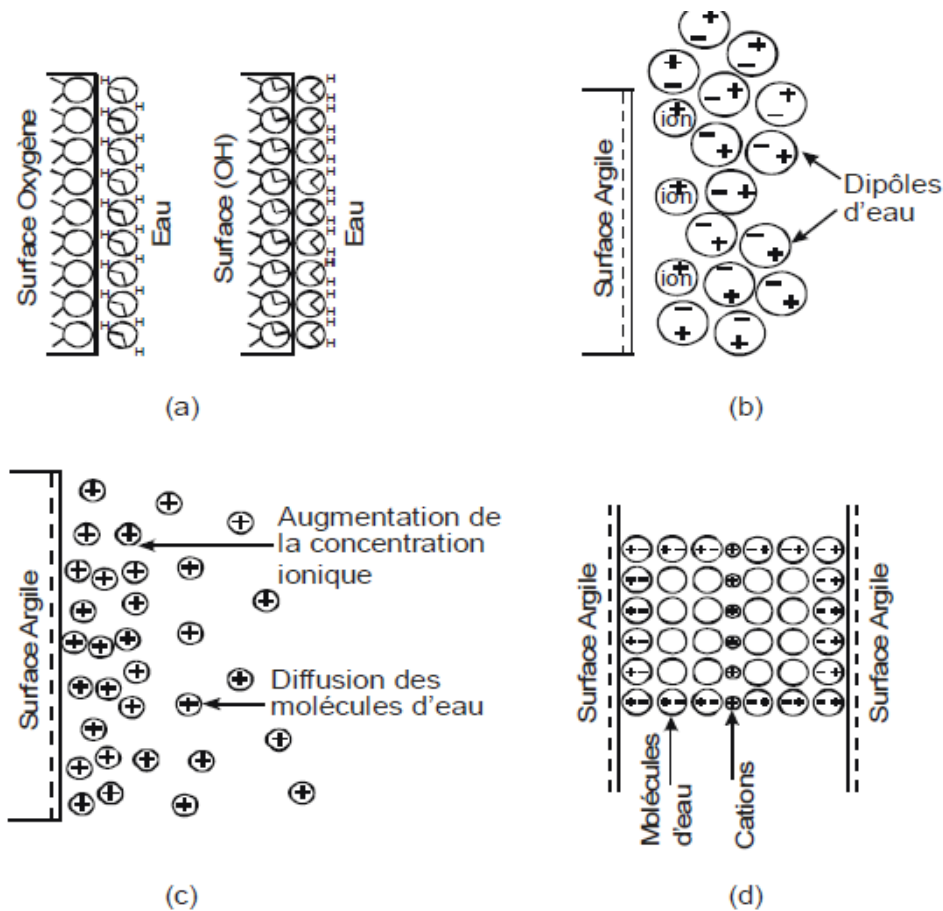
Figure I.13 . Remontée capillaire dans un tube, (Delage et Cui, 2001 cité par Masekanya, 2008).

I.6.2.2. Succion d'adsorption

L'adsorption de l'eau par des solides met en jeu des forces (succion) de nature électrostatiques: il se forme des zones électriquement chargées à la surface des minéraux (en particulier pour les argiles). Les éléments physiques (Fig. I.14) engendrant cette succion d'adsorption s_{ad} sont:

- la liaison hydrogène entre les molécules d'eau et les atomes d'oxygène ;
- les hydroxydes situés à la surface des feuillets argileux ;
- l'eau nécessaire à l'hydratation des cations attirés par les défauts de charge du feuillet;
- l'eau attirée par l'attraction osmotique créée par la concentration de cations au voisinage du feuillet;
- l'attraction électrique du pôle positif du dipôle que forme la molécule d'eau ;
- les forces d'attraction de Van der Waals ;

Ces liaisons sont expliquées dans le paragraphe I.6.3. Toutes ces forces concourent à l'attraction de l'eau avec une intensité décroissant très rapidement avec la distance. Ces forces se traduisent localement par des pressions d'eau très négatives.



(a) Liaisons hydrogènes ; (b) hydratation des ions ; (c) attraction osmotique ; (d) attraction électrique du dipôle.

Figure I.14. Mécanismes possible d'adsorption à la surface de l'argile, Mitchell (1976).

I.6.2.3. Succion osmotique

La succion osmotique est la capacité de rétention d'eau par les sels présents sous forme dissoute dans l'eau interstitielle. Elle est due à la différence de concentration en sel dans les différents points de la matrice du sol. Dans le cas où la concentration de sel est faible, cette composante peut être négligée et la succion totale sera donnée directement par la succion matricielle.

a) Succion matricielle

La succion matricielle S_m est définie comme la somme des deux succions précitées.

$$S_m = S_c + S_{ad} \quad (I.3)$$

b) Succion totale

La succion totale est définie comme la somme des succions matricielle et osmotique :

$$S = S_m + S_{osm} = (S_c + S_{ad}) + S_{osm} \quad (I.4)$$

I.6.2.4. Transformations chimiques

Trois types de transformations chimiques se distinguent principalement :

- o La transformation de l'anhydrite en gypse,
- o L'oxydation de la pyrite,
- o La dissolution des carbonates dans l'eau.

I.6.3. Les forces physico-chimiques existantes entre les particules

Les substitutions isomorphes de Si et Al par d'autres cations sont courantes dans les argiles et elles s'accompagnent de modifications de la charge électrique des particules vers des charges négatives. Ces déficits en charge peuvent aussi provenir de l'interruption du cristal. Ainsi les arêtes seront chargées négativement car il n'y a pas d'autres tétraèdres ou octaèdres à mettre en commun. Ce phénomène est plus marqué pour de petites particules et il est à l'origine de l'attraction de divers cations et de la répulsion des anions. Les cations, plus ou moins hydratés selon leur nature, influenceront l'hydratation des particules argileuses.

Ceci montre l'existence de forces physico-chimiques qui régissent l'équilibre entre les particules. Les observations au microscope électronique à balayage sur les associations de particules témoignent de l'importance de ces forces. Celles-ci sont de deux types : attractives ou répulsives.

I.6.3.1. Les forces attractives

Elles proviennent des liaisons:

- **Covalence** : mise en commun d'un ou plusieurs électrons de deux atomes pour assurer la neutralité électrique ;
- **Ionique** : les cations apportent l'électroneutralité. Dans le cas de l'illite, les atomes de potassium sont piégés entre les groupes d'hydroxyles les plus petits et l'eau ne peut pénétrer. Cette liaison est forte. Dans le cas des smectites, les cations Na^+ et Ca^{2+} sont attirés par la surface des feuillets. L'espace interfoliaire est suffisant pour laisser pénétrer les molécules d'eau, et l'hydratation libère une énergie supérieure aux forces d'attraction entre couches d'argile. Les liaisons deviennent faibles et l'espace interfoliaire augmente avec H_2O , d'où un gonflement important du minéral.
- **Hydrogène** : liaison entre un groupement A-H et un atome B pour autant que l'électronégativité de B et la distance A...B soient adéquates. Dans le cas de la kaolinite, une face d'une couche comporte des oxygènes considérés comme pôles négatifs, et l'autre face des groupes hydroxyles contenant H^+ . Cet ion de diamètre très faible forme une liaison hydrogène entre les deux couches successives et elle est à l'origine de leur empilement. L'eau ne peut donc y pénétrer. Ce lien est très fort perpendiculairement aux feuillets et faible tangentiellement. Ce type de lien puissant intervient entre la surface d'une particule chargée en O et la molécule H_2O , et donne à la première couche d'eau une structure particulière proche de la glace.

- **Van Der Waals** : ce sont des liaisons électromagnétiques entre dipôles. A tout moment il y a plus d'électrons d'un côté du noyau d'un atome que de l'autre, d'où la formation de dipôles qui se rattachent par leur côté opposé électriquement. Les forces mises en jeu sont faibles mais additives (d'où leur importance) et diminuent très lentement avec la distance (Fig I.15). Elles sont suffisamment fortes pour déterminer l'arrangement final de certains solides et une source majeure de cohésion dans les sols fins (Mitchell 1976).

I.6.3.2. Les forces répulsives

L'hydratation des ions des particules argileuses oriente les molécules d'eau et génère des répulsions pour les particules proches jusqu'à une distance de 20 Å (Huret 1985).

Ces forces ont plusieurs composantes (interaction des doubles couches associées aux deux feuillets, énergie d'hydratation des cations compensateurs) (Aissa Mamoune, 2009),

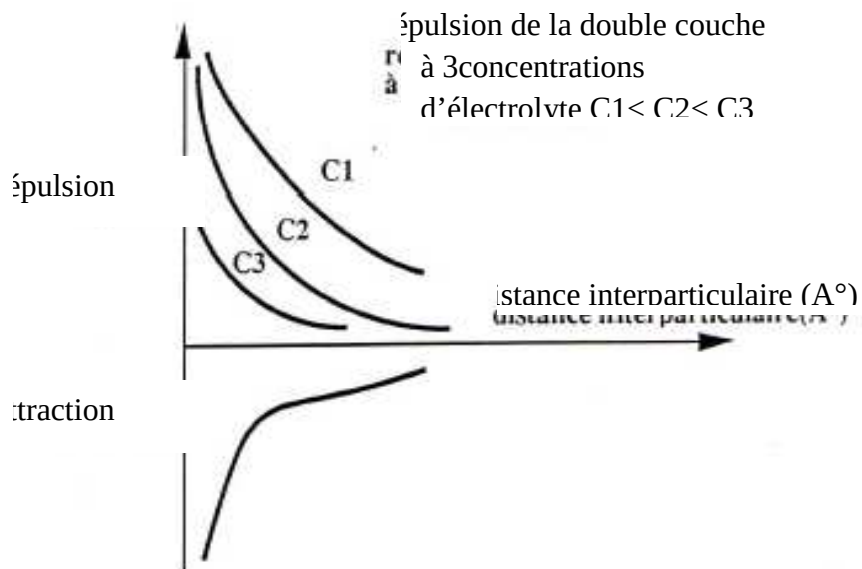


Figure I.15. Forces électrostatique dans la double couche.

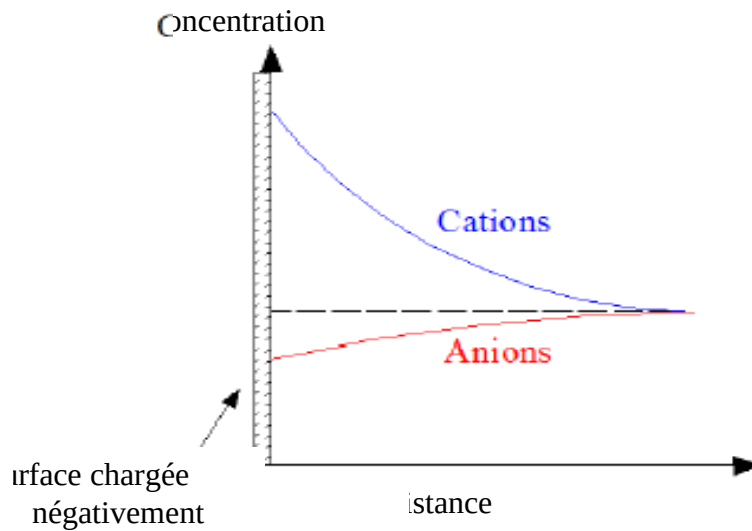


Figure I.16. Répartition des ions autour de la particule chargée.

Ces deux forces décroissent rapidement avec la distance interparticulaire. Quant à la force de répulsion, elle diminue également avec l'augmentation de la concentration en électrolytes.

Les variations de concentrations en cations et en anions dans la double couche de diffuse sont déterminées à partir de l'équation de Poisson-Boltzmann. A proximité de la surface chargée, la concentration en cations est plus élevée que celle en anions (Fig. I.16).

I.6.3. Interactions entre les feuillets en milieu aqueux

A la surface d'un feuillet d'argile en présence d'eau il y a une couche ionique négativement chargée qui tient aux substitutions ioniques et au fait que l'argile est formée d'anions de grande taille (O^{2-} et OH^-) dans lesquels les petits cations métalliques sont enterrés. Cette couche extérieure est donc légèrement négative et la charge est permanente.

Les bords des cristaux d'argile ont aussi des charges ; elles ne sont pas permanentes mais varient avec le PH, H^+ en milieu acide et OH^- en milieu plus alcalin, et la force ionique (concentration en sels).

La structure cristalline de la demi-maille des feuillets de montmorillonite présente des substitutions créant un déficit électronique compensé par des cations hydratés qui maintiennent l'électroneutralité. La population de ces derniers peut être séparée en deux couches : une couche de cations immobiles liées à la surface, appelée couche de Stern, et une couche mobile proche de la surface, moins dense, appelée couche de diffuse, la limite entre ces deux couches étant appelée plan d'Helmholtz ou plan de cisaillement (Fig. I.17).

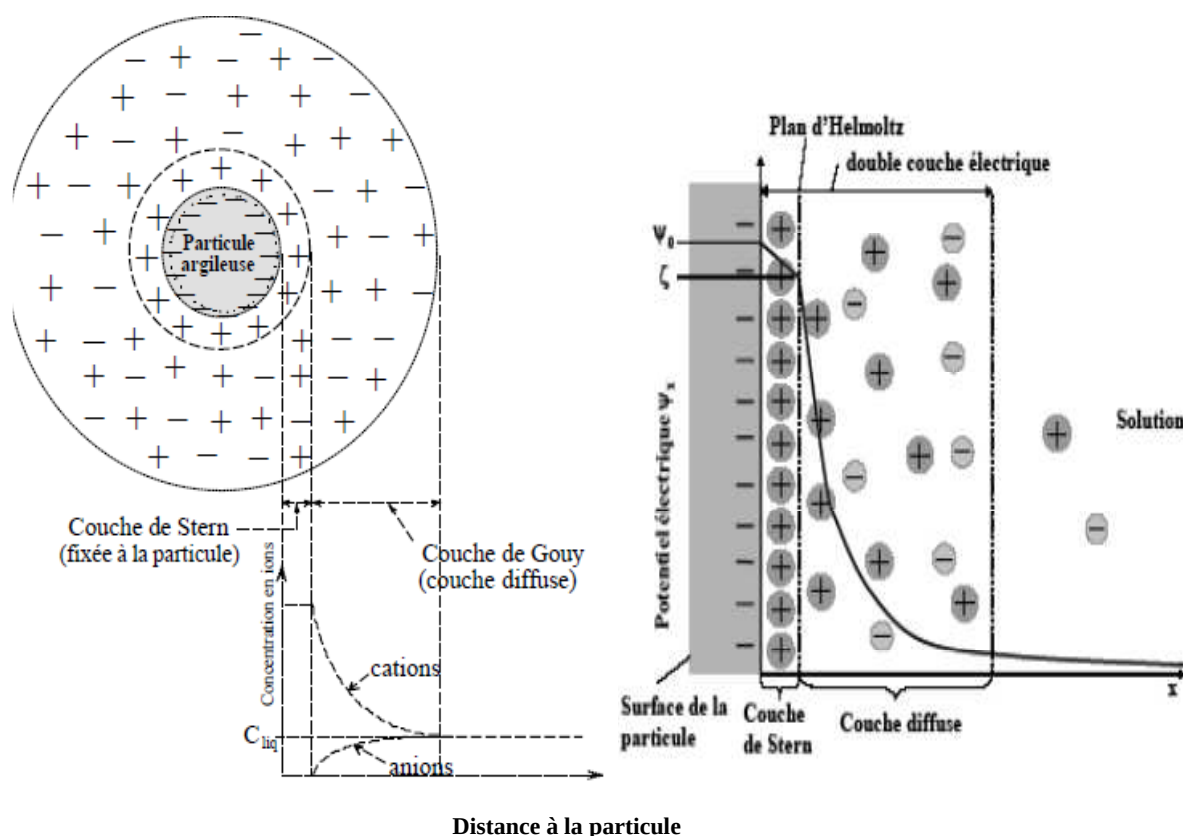


Figure I.17. Schéma de la double couche électrique et de l'évolution du potentiel électrique en fonction de la distance de la particule à la solution.

Cette double couche électrique de la particule en suspension présente une concentration en cation décroissante à mesure que l'on s'éloigne de la surface du feuillet.

Au voisinage de la surface, la couche de Stern dense en cation repousse les anions par l'intermédiaire d'une force électrostatique, il existe aussi une différence de densité anionique, mais cette fois, la concentration est décroissante à mesure que l'on s'approche de la surface des feuillets. Cette différence locale de concentration entre anions et cations crée un potentiel électrique, qui varie en fonction de la distance à la surface de la particule. Ce potentiel noté ε_0 est maximum à la surface du feuillet et décroît linéairement dans la couche de Stern (Fig. I.17).

Expérimentalement, il n'est pas mesurable et seul le potentiel Ψ au plan d'Helmholtz peut être mesuré. Ensuite, à force que l'on s'éloigne du feuillet, ce potentiel décroît de façon exponentielle, en suivant l'équation de Gouy-Chapman, et à une distance infinie, ce potentiel s'annule puisqu'en solution, l'électroneutralité est respectée.

Luckham et al, cité par Aissa Mamoune (2009), se sont intéressés à l'épaisseur de la double couche électrique, et ils ont défini les paramètres influant sur cette épaisseur. Ils ont retrouvé ces paramètres à travers le paramètre K de l'équation de Gouy-Chapman (Équation I-5).

$$\psi_x = \zeta \exp[-K(x)] \quad \text{et} \quad \frac{1}{K} = \sqrt{\frac{\varepsilon_0 RT}{F^2 \sum_{i=1}^n c_i z_i^2}} \quad (\text{I.5})$$

Avec :

ψ_x : Valeur du potentiel à la distance x du plan d'Helmholtz

ζ : Valeur du potentiel au plan d'Helmholtz

K-1 : Epaisseur de la double couche électrique

F : constante de Faraday

c_i : concentration de l'électrolyte

z_i : valeur de l'ion

ε_0 : constante diélectrique du milieu

R : constante des gaz parfaits

T : température absolue

L'équation (I.5) présente la variation du potentiel électrique en fonction de la distance à la surface de la particule et du milieu selon la théorie de Gouy-Chapman. L'épaisseur de la double couche électrique dépend donc essentiellement de la valence des anions et de la concentration en électrolyte du milieu : plus cette concentration est élevée, plus la couche est mince ou comprimée.

L'extrémité des feuillets semble aussi posséder une double couche électrique, mais de nature différente de celle décrite précédemment. Cette double couche est due à l'adsorption d'ions sur les liaisons pendantes des structures octaédriques et tétraédriques des cristaux constituant les feuillets et elle dépend du PH de la solution.

I.7. CINETIQUE DE GONFLEMENT

A l'état initial, les argiles sont en équilibre, mais dès qu'elles sont soumises à des sollicitations mécaniques et/ou hydriques leurs structures subissent un changement qui peut être visible en surface. Le suivi de la déformation des argiles gonflantes en fonction du temps est caractérisé par deux phases distinctes comme la montre la Figure I.19, à savoir la phase du gonflement primaire et la phase du gonflement secondaire. La plus grande déformation se produit dans la première phase, cependant, leur stabilisation se produit dans la phase secondaire.

Les feuillets sont caractérisés par leur surface spécifique, leur capacité d'échange cationique et leur densité de charge surfacique.

L'espace qui se trouve entre les feuillets est appelé l'espace interfoliaire (Fig. I.18), il peut être vide mais il contient le plus souvent des cations sec ou hydratés, des groupe hydroxylés ou des couches d'hydroxydes (Caillère et al, 1982). Un feuillet et son espace interfoliaire constituent l'unité structurale, qui aura donc différentes épaisseurs typiques, de 7 jusqu'à 31 Angström selon le type d'argiles. S'il y a équilibre entre les charges, le feuillet est neutre. Ces derniers sont alors maintenus entre eux par des liaisons hydrogène ou des liaisons de Van der Waals.

Les feuillets 2/1 ayant subi des substitutions isomorphiques sont chargées négativement et ils ont tendance à se repousser mutuellement. La présence d'un cation compensateur en position

interfoliaire induit des interactions attractives entre les deux feuillets adjacents, provoquant un rapprochement des feuillets 2/1 et donc une diminution de l'espace basal. Le cation interfoliaire peut être plus ou moins hydraté ou solvaté par des molécules polaires comme l'éthylène glycol ou le glycérol qui peuvent être intercalés dans l'espace interfoliaire.

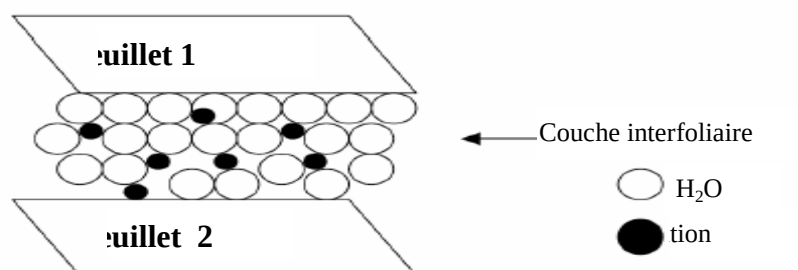


Figure I.18. Représentation schématique de la couche interfoliaire dans le cas de cations interfoliaires hydratés.

En effet, deux types de gonflement peuvent se produire au sein des matériaux argileux :

I.7.1. Gonflement interparticulaire

L'analyse minéralogique montre que certaines argiles, pour lesquelles les liaisons interfeuillets sont très faibles, ont la propriété de fixer les molécules d'eau entre deux feuillets voisins (c'est le cas de smectites telles que la montmorillonite, et de certaines chlorites). L'eau pénètre à l'intérieur des particules et s'organise en couches monomoléculaires, il s'agit alors d'un gonflement interparticulaire ou interfoliaire (Didier, 1972 cité par Azouz, 2006). Il intervient à l'échelle la plus petite de la structure argileuse mais peut présenter une ampleur très importante.

I.7.2. Gonflement intraparticulaire

L'eau ne pénètre pas à l'intérieur des particules d'argiles. Le gonflement intraparticulaire, contrairement au gonflement interfoliaire, a une ampleur assez limitée, mais affecte toutes les argiles.

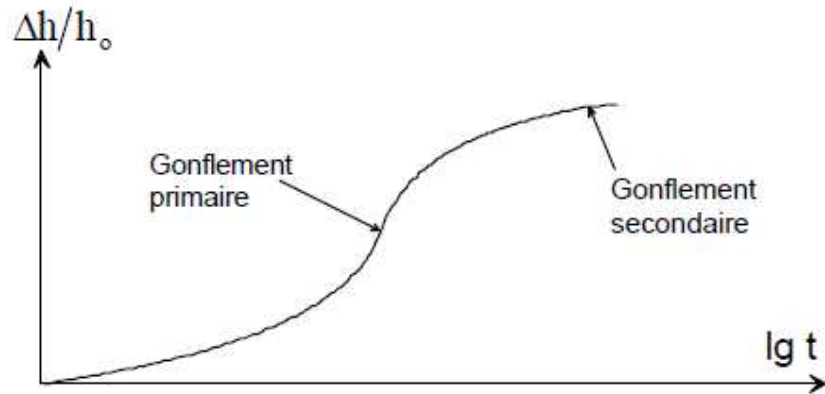


Figure I.19. Courbe de gonflement en fonction du temps.

I.8. MECANISME DE GONFLEMENT

Le gonflement des sols argileux fait intervenir plusieurs mécanismes physico-chimiques ainsi que mécaniques.

I.8.1. Au sens physico-chimique

Le gonflement se produit en présence d'humidité et l'hydratation se fait par l'hydratation des espaces interfoliaire (attraction des particules d'eau) ou par la répulsion des particules argileuses appelées aussi le gonflement osmotique, expliqués précédemment.

I.8.2. Au sens mécanique

Le gonflement comme le tassement peut provenir d'une modification de l'état de contraintes dans le sol en présence d'eau (Mrad, 2005).

Un sol est un système constitué de 3 phases : une phase solide, une phase liquide et une phase gazeuse. Si la phase gazeuse disparaît le sol sera saturé, c.à.d. tous les vides interparticulaires seront occupés par l'eau interstitielle. Dans un sol saturé soumis à une contrainte totale σ_e (géostatique ou surcharge extérieure), l'eau étant moins compressible que le squelette solide, la contrainte σ sera reprise par l'eau dès $T=0$ et on a :
$$\begin{cases} u_w = \sigma_e \\ \sigma' = 0 \end{cases}$$

Avec u_w désigne la pression interstitielle à savoir la pression de l'eau dans les pores et σ' la contrainte effective, c'est-à-dire la contrainte qui s'exerce réellement sur le squelette solide.

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 la contrainte de l'eau sur le squelette solide. Un nouvel équilibre va alors s'établir pour l'état de contraintes :
$$\begin{cases} u_w = 0 \\ \sigma' = \sigma_e \end{cases}$$

Si la contrainte σ_e est alors supprimée, le même phénomène se produit en sens inverse, et immédiatement :
$$\begin{cases} u_w = -\sigma_e \\ \sigma' = \sigma_e \end{cases}$$

La pression interstitielle devient négative et opposée à la variation de contrainte totale. Dans des conditions de libre circulation de l'eau, un phénomène de gonflement va alors se développer, exprimant l'adsorption de l'eau et le transfert de contrainte négative de l'eau sur le squelette solide, jusqu'à l'état final :
$$\begin{cases} u_w = 0 \\ \sigma' = 0 \end{cases}$$

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

I.9. LES PARAMETRES INFLUANT SUR LE GONFLEMENT

Le gonflement des argiles est le résultat d'une combinaison de plusieurs facteurs liés à la nature de l'argile ainsi à son état initial, l'importance du potentiel de gonflement dépend de l'impact de ces facteurs dans le sol argileux. Parmi ces facteurs nous avons :

I.9.1. L'état initial du sol

Durant ces dernières années, plusieurs auteurs ont traité l'influence de la teneur en eau et de la densité sèche sur les caractéristiques de gonflement (P_g et A_g) des argiles gonflantes en particulier celles de la bentonite compactée (Gens & Alonso, 1992; Cui et al, 2002 ; Sánchez & al, 2005). L'effet des deux paramètres a été étudié séparément.

I.9.1.1. La teneur en eau initiale

L'état hydrique dans le sol argileux est représenté par la teneur en eau initiale, son influence sur le gonflement dépend des caractéristiques du sol et des conditions de l'essai. A volume constant, la pression de gonflement est indépendante de la teneur en eau initiale (Aboushook, 1984 ; Sridharan et al 1986 ; Edil & Alanazy, 1992 ; Komine & Ogata, 1992 et 1994 et Guiras-Skandaji, 1996). Pour les essais de gonflement libre ou sous différentes charges, le potentiel et la pression de gonflement varient avec la teneur en eau initiale (Barden et al., 1969 ; Karalis, 1977 ; Gromko, 1974 ; Sridharan et al., 1986 ; Edil & Alanazy, 1992 ; Komine & Ogata, 1994 ; Saiyouri, 1996 ; Guiras-Skandaji, 1996 ; Hachichi & Fleureau, 1999, Tripathy & al., 2002 et Carof, 2002)

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. L'évolution du taux de gonflement final en fonction de la teneur en eau initiale est linéaire (Figs. I.20 et I.21).

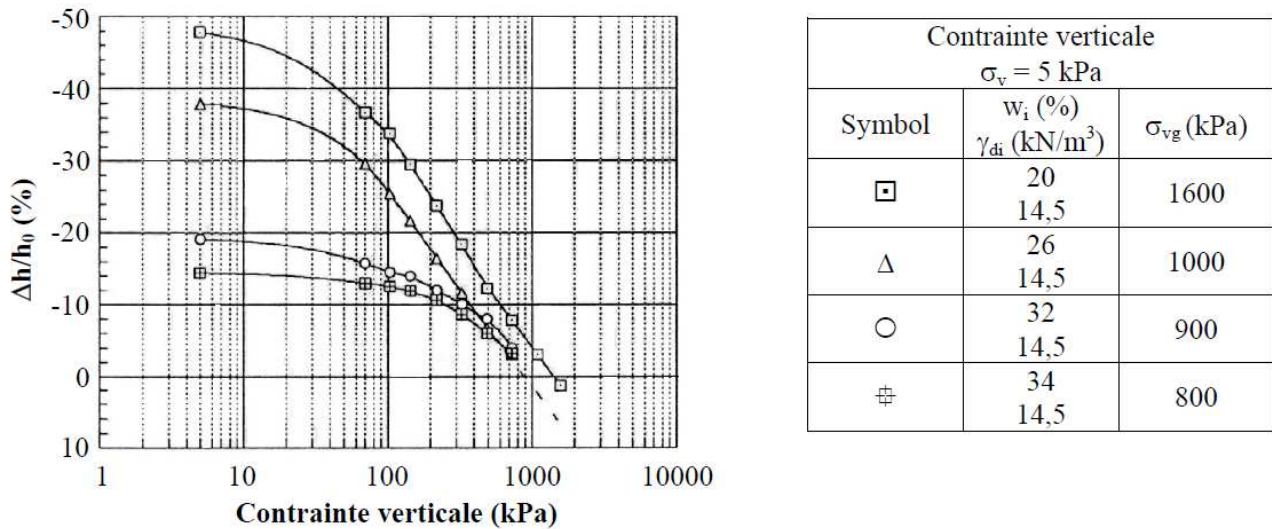


Figure I.20. Influence de la teneur en eau sur la pression de gonflement mesurée par la méthode de gonflement libre ($\gamma_{dmoy} = 14,5 \text{ k N/m}^3$) (Guiras-Skandaji, 1996).

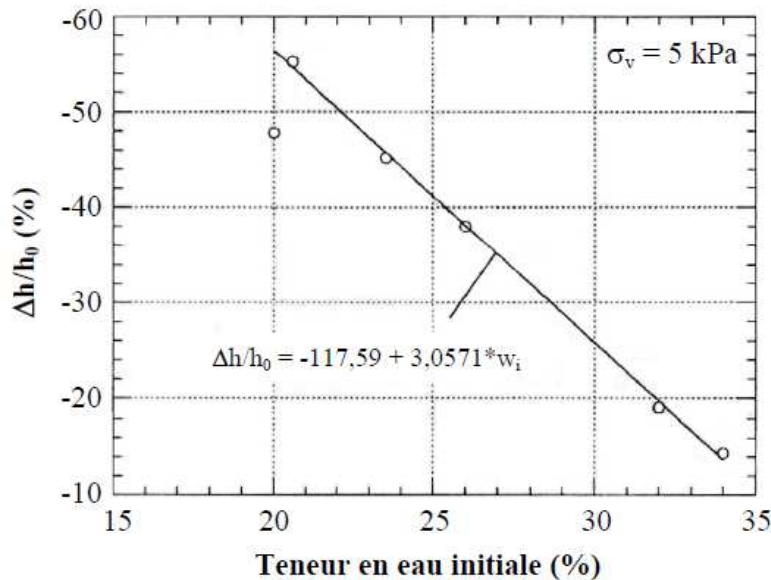


Figure I.21. Évolution du taux de gonflement final en fonction de la teneur en eau initiale pour la bentonite compactée à un poids volumique sec de $14,5 \text{ k N/m}^3$ (Guiras-Skandaji, 1996).

Hachichi & fleureau (1999) ont réalisé des essais de gonflement libre sur des argiles intactes provenant de cinq sites différents dans plusieurs régions d'Algérie à partir de différentes teneurs en eau initiales. Leurs résultats montrent une tendance classique à la diminution du gonflement lorsque la teneur en eau initiale augmente.

Villar et Lloret (2008), ont étudié l'influence de la teneur en eau sur la pression et le taux de gonflement de la bentonite FEBEX compactée à différente densité et à différents chargements initiaux. Pour la mesure de pression de gonflement la méthode à volume constant est utilisée. Les résultats sont exposés dans les Figures I.22, I.23 et I.24. Ces figures montrent que la relation entre la pression et le taux de gonflement est relativement linéaire. Ce rapport est plus clair sous des chargements importants.

Komine et Ogata (1992 et 1994), en travaillant sur une bentonite, constatent que la vitesse d'absorption d'eau dépend essentiellement de la succion et de la perméabilité du sol. Ces deux paramètres dépendent à leur tour de la densité sèche initiale et de la teneur en eau initiale. Comme il est déjà présenté dans les paragraphes précédents, la pression et l'amplitude de gonflement dépendent de ces deux paramètres ; en conséquence ils dépendent de la succion initiale et de la perméabilité (Aissa Mamoune, 2009).

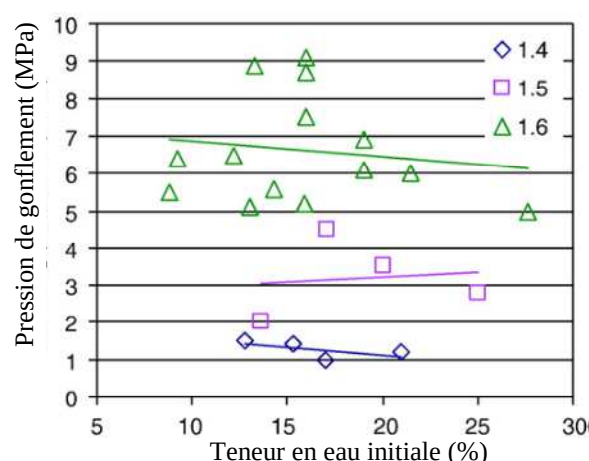


Figure I. 22. Influence de la teneur en eau initiale sur la pression de gonflement de la bentonite (la densité sèche des échantillons est indiquée en Mg/m^3) (Villar et Lloret, 2008)

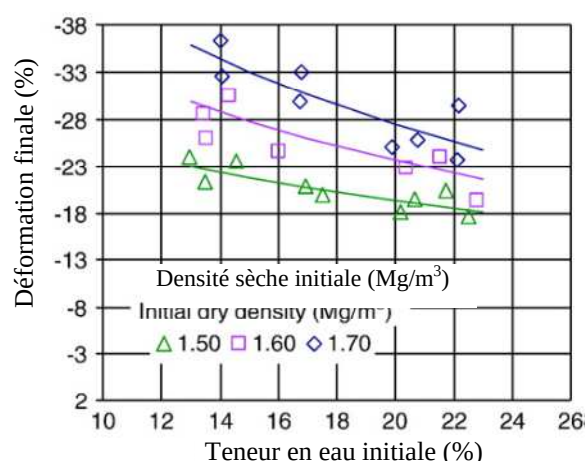


Figure I.23. Déformations finales des essais saturés sous une pression verticale de 0,1MPa sur des échantillons compactés à différentes densités sèches initiales et teneurs en eau. (Villar et Lloret, 2008)

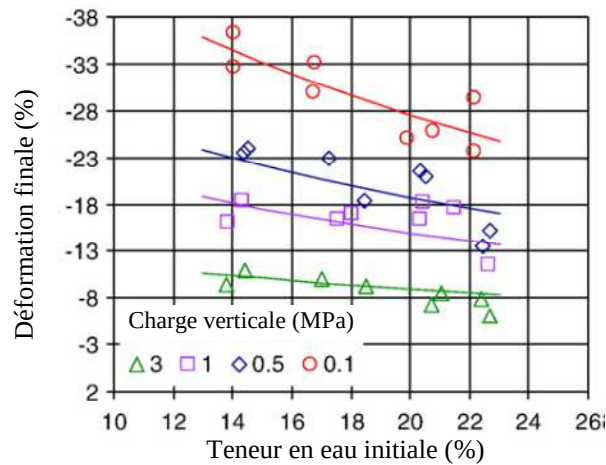


Figure I.24. Déformation finale obtenue des essais de gonflement libre effectués avec des échantillons d'une densité sèche initiale de $1,70 \text{ Mg/m}^3$: résultats expérimentaux et prédictions avec l'équation (I.6).

$$\varepsilon = [(-12,12 \ln \rho_{d0} + 1,89) X \ln \sigma + (36,81 \rho_{d0} - 53,59)] X \ln w_0 + (38,27 \ln \rho_{d0} - 1,25) X \ln \sigma + (-149,05 \rho_{d0} + 211,42) \quad (I.6)$$

I.9.1.2. la densité sèche

Tous les auteurs indiquent que les paramètres de gonflement sont proportionnels à la densité sèche du sol. La pression et l'amplitude augmentent pour des densités sèches importantes, en fixant les autres conditions d'essai.

Shridharan et al (1987) ont mené 32 essais de gonflement à volume constant avec quatre teneurs en eau initiales et différentes densités sèches initiales (γ_{di}). Les résultats sont regroupés sur la Figure I.25. On peut voir sur cette figure que la pression de gonflement croît progressivement avec l'augmentation de la densité sèche initiale.

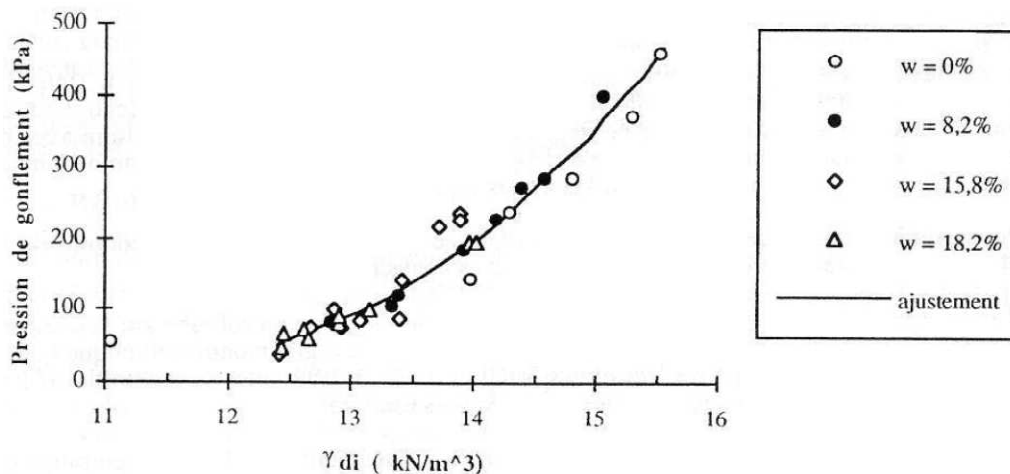


Figure 1.25. Variation de la pression de gonflement avec la densité sèche initiale. (Guiras, 1996)

D'autres recherches sur l'influence de la densité sèche ont été menées en utilisant d'autres procédures de mesure. Les résultats obtenus confirment cette proportionnalité entre les paramètres du gonflement et la densité sèche initiale (Biarez et al., 1990)

Villar et Lloret (2008) ont étudié aussi l'influence de la teneur en eau sur la pression et le taux de gonflement de la bentonite FEBEX compactée à différentes densités et à différents chargements initiaux.

La pression de gonflement est déterminée sur des échantillons compactés en utilisant des appareils oedométriques uniaxiaux. La teneur en eau initiale des échantillons est d'ordre de $(13,2 \pm 1,2\%)$. Les valeurs obtenues sont présentées dans la Figure I.26. D'après ces résultats on remarque que les caractéristiques de gonflement augmentent proportionnellement avec l'augmentation de la densité sèche.

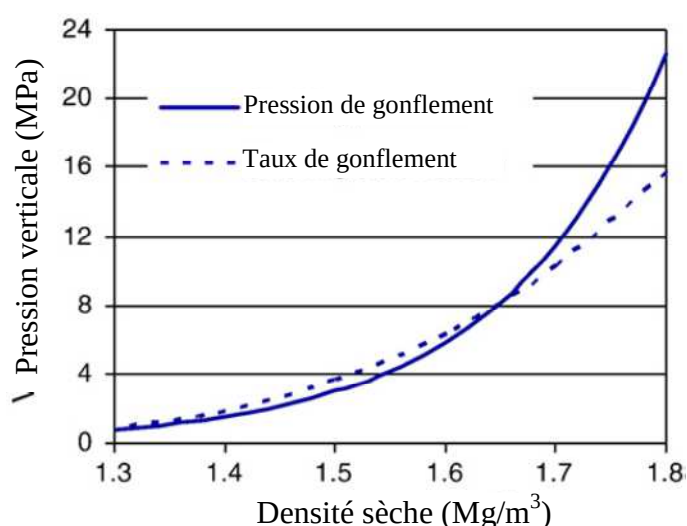


Figure I.26. Pression de gonflement d'un essai de gonflement empêché et taux de gonflement d'un essai de gonflement libre (Villar et Lloret, 2008).

I.9.2. La minéralogie

Ce facteur est très important pour déterminer le gonflement d'un sol. La quantité et le type d'argile gonflante du sol seront d'autant plus marqués 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 la ville Xauvilleilley (Lx) et de bentonite calcique (B), Tabani (1999) montre que le potentiel de gonflement passe de 6,3 % à 44,4 % lorsque le potentiel massique de bentonite augmente de 10 à 100 %. Dans le même temps, la pression de gonflement croît de 250 à 740 kPa (Fig. 1.27).

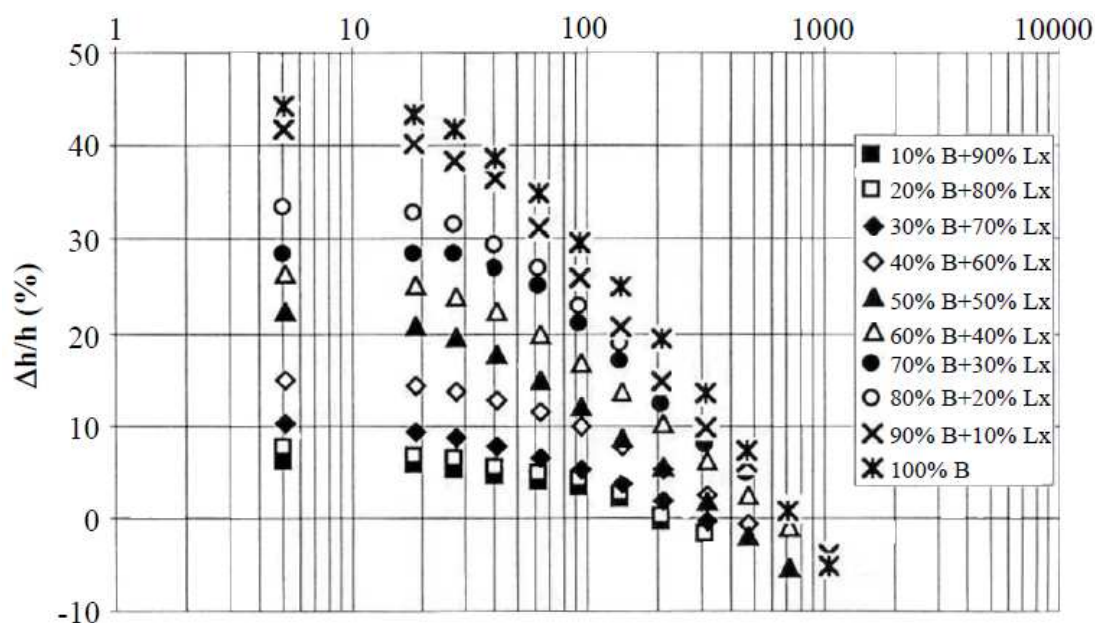


Figure I.27. Le potentiel et la pression de gonflement en fonction du pourcentage de bentonite (Tabani , 1999)

I.9.3. Les cycles d'humidification séchage

De nombreux travaux ont été menés pour simuler des déformations engendrées par des variations saisonnières de teneur en eau, ou sous l'effet de sollicitation hydriques cycliques. Ainsi de nombreux auteurs (Chen & Ma, 1987 ; Subba Rao & Satyadas, 1987 ; Al-Hamoud & al., 1995 ; Basma & al., 1996 ; Tripathy & al., 2002) ont étudié ces phénomènes sur des matériaux remaniés et compactés.

Bien que ces travaux ne soient pas réalisés dans des conditions identiques, pour la majorité d'entre eux on observe cependant une stabilisation du phénomène de gonflement-retrait après quatre ou cinq cycles. Les résultats de Tripathy et al. (2002), en particulier, montre que l'effet des conditions initiales est quasiment nul après quatre ou cinq cycles d'imbibition-dessiccation et le phénomène de retrait gonflement dépend essentiellement du type d'argile (Yong & Warkentin, 1975 et Day, 1995).

D'après Geremew (2009), les résultats obtenus sur des éprouvettes soumises alternativement à des phases d'imbibition totale et des phases de séchage complet montrent que la fissuration de l'échantillon au premier séchage, en augmentant la perméabilité du sol, influence la cinétique de gonflement lors du cycle suivant. Pour chaque sollicitation cyclique, une stabilisation des déformations s'amorce à partir du troisième cycle. Cependant, l'ensemble des échantillons présente une augmentation du gonflement cumulé avec les cycles. La déformation due au retrait-gonflement n'est donc pas complètement réversible.

I.9.4. La température

Les minéraux argileux les plus sensibles à la température sont les argiles gonflantes (smectites) qui se transforment dès 40° C en interstratifiés illite-smectite. En effet, la couche de base de cette argile est identique à celle des illites (3 feuillets Si-Al-Si), mais le lien entre les couches successives est assuré par l'eau en quantité variable. Les faibles liens retenant cette eau entre les couches favorisent la déshydratation sous des températures modérées (Boucly-Norotte, 1991).

On assiste fréquemment à une transformation progressive en illite, pour autant que la teneur en K soit suffisante pour créer un lien inter-couche typique de ce minéral. Cette transformation entraîne des changements de composition des eaux interstitielles et un effondrement de la texture. Ce dernier est contrarié par l'imperméabilité des argiles.

Il existe encore d'autres facteurs internes qui ont une influence importante sur le gonflement des sols argileux, ces facteurs sont liés à la nature et la qualité des réactions chimiques qui se produisent dans les espaces interparticulaires et intraparticulaires, parmi ces facteurs nous avons :

- Influence du type de cations compensateur
- Influence de la capacité d'échange en cations (CEC)
- Influence de la surface spécifique
- Influence du fluide hydratant

I.10. CONCLUSION

Cette synthèse bibliographique montre que le phénomène de retrait-gonflement est très complexe vu la structure des argiles ainsi que le nombre de facteurs influant. Plusieurs études sont réalisées sur des sols gonflants intacts et remaniés dans l'objectif d'analyser ces facteurs, en choisissant des échantillons souvent remaniés afin d'uniformiser les conditions initiales pour un nombre important d'échantillons. Cependant, ces études rencontrent des problèmes liés aux facteurs parasites non pris en considération, d'où la complexité de l'investigation et la nécessité de réaliser des études spécifiques pour chaque site gonflant.

En Algérie, les sols gonflants sont très répandus mais très peu étudiés. Les conditions de gonflement sont présentes et beaucoup de cas pathologiques ont été signalés dans les quelques sites étudiés à l'exemple des sites de Tlemcen, Ain Timouchent, Beni Amrane, In Amenas, etc. Ces sites ont fait l'objet d'étude de Bekkouche et al, 2001, Bahar et Kenai, 2008, Derriche & Chikh-Lounis, 1998, Kebaili 1993, Tas, 1992, Hachichi et fleureau, 1999, etc. D'autres sites gonflants ont fait l'objet d'étude dans ce travail.

CHAPITRE II

METHODES D'ESTIMATION DU POTENTIEL DE GONFLEMENT

Résumé du chapitre II

Ce chapitre présente les méthodes d'estimation du potentiel de gonflement directes et indirectes. Les méthodes indirectes sont un ensemble de modèles empiriques, ils se basent sur les résultats des essais physiques et chimiques effectués sur des échantillons remaniés et intacts. Les méthodes directes se résument dans plusieurs procédures d'essais mécaniques effectuées sur des échantillons intacts, ces méthodes se différencient dans la manière d'application des chargements ainsi que l'humidification. Les résultats issus de ces différentes méthodes sont analysés et discutés.

II.1. INTRODUCTION

Ce chapitre fournit un bref aperçu des méthodes de prédiction de gonflement couramment utilisées dans la pratique de l'ingénieur. Ces méthodes ont d'abord été développées dans la fin des années 1950, et son origine est une suite des méthodes utilisées pour estimer le changement de volume du à des lois dans les sols saturés en utilisant les résultats d'oedométrie unidimensionnel (consolidation) essais de Chao en 2007. Les méthodes de prévision de gonflement ont été améliorées en permanence avec la progression de la connaissance et la compréhension du comportement des sols non saturés.

Taylor (1948) a proposé un règlement descriptif d'un modèle mathématique d'une couche de sol gonflante saturée. Le terme «Pression de gonflement» a été inventé et défini par Palit en 1953, comme la pression dans un essai oedométrique nécessaire pour éviter à un échantillon du sol de gonfler après avoir été saturé. Jennings & Knight (1957) a d'abord proposé l'extension de la loi de la théorie de prédiction en utilisant des essais oedométriques. Salas & Serratos (1957) ont présenté le modèle oedométrique de prédiction de gonflement en fonction de la pression logarithmique, et constitué la "pression de gonflement" d'un sol dans une équation. Leurs équation est de la même forme que celle présentée par Taylor en 1948.

Aitchison (1973) a été l'un des premiers pionniers à proposer une méthode de calcul de l'humidité liée aux mouvements du sol en tenant compte de la variation de pression d'eau interstitielle (C'est à dire, le modèle de succion). Fredlund et al. (1980) était probablement le premier des investigateur à donner un cadre théorique pour inclure la succion du sol dans la prédiction de soulèvement dans les sols gonflants.

Il existe plusieurs techniques ou procédures utilisées dans la géotechnique pour estimer la pression de gonflement, le taux de gonflement et le gonflement unidimensionnel (1-D) dans les sols gonflants. Ces techniques peuvent être divisées en trois catégories principales :

(I) les méthodes empiriques, (II) les méthodes d'essai oedométriques, et (III) méthodes de succion du sol.

Ce chapitre traite uniquement les méthodes empiriques et les méthodes d'essai oedométrique.

II.2. METHODES EMPIRIQUES

Les méthodes empiriques utilisent des paramètres de classification des sols pour prédire le comportement gonflement des sols gonflants. Ces méthodes sont développées sur la base des données limitées recueillies sur des sols locaux ou les sols de certaines régions.

II.2.1. Méthode de Seed et Al. (1962)

Seed et al. (1962) ont proposé une méthode d'estimation du taux de gonflement sur des sols compactés en se référant à la teneur en argile du sol et à l'activité corrigée du matériau A_{cor} (Fig. II.1)

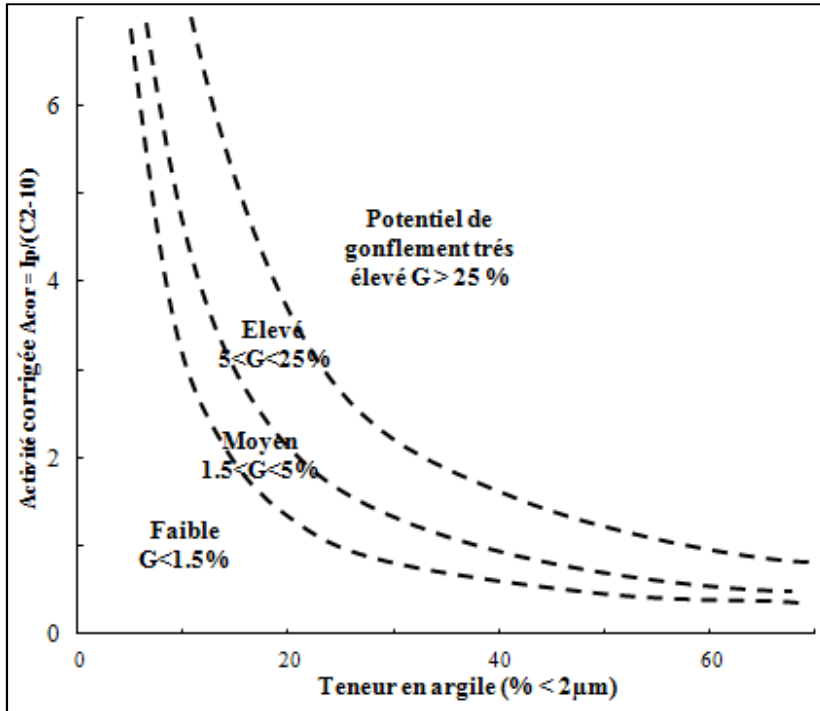


Figure II.1. Classification proposée par Seed et al. (1962).

Pour des sols contenant entre 8% et 65% d'argile, Seed et Al. (1962) proposent la classification donnée dans le Tableau II.1 qui relie le taux de gonflement libre (ϵ_g) à l'indice de plasticité.

Tableau II.1. Relation entre le gonflement libre et l'indice de plasticité (Seed et al.2, 1962).

I_p	ϵ_g (%)	Potentiel de gonflement
0 - 10	0 - 1,5	Faible
10 - 20	1,5 - 5	Moyen
20 - 35	5 - 25	Élevé
> 35	> 25	Très élevé

II.2.2. Méthode de Chen (1988)

Chen (1988) a proposé deux classifications pour l'estimation de potentiel du gonflement, une est fondée sur la limite de liquidité et le pourcentage des particules dont le diamètre est inférieur à 74 µm (Tableau II. 2) et l'autre se base uniquement sur l'indice de plasticité (Tableau II. 8)

Tableau II.2. Potentiel de gonflement d'après Chen (1988).

% < 74 μm	WL (%)	Potentiel de gonflement
>95	>60	Très élevé
60-95	40-60	Élevé
30-60	30-40	Moyen
<30	<30	Faible

II.2.3. Méthode de Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)

Tout comme Komornik & David (1969), ces auteurs ont constaté que la ligne "A" définie par Casagrande en 1948 dans le diagramme de plasticité et d'équation $I_p = 0,73 (WL - 20)$, sépare les sols gonflants (au-dessus) des sols non gonflants (en dessous de la ligne A). Cependant une argile se situant au dessus de la ligne "A" n'est pas nécessairement gonflante (Fig. II.2), puisque des sols mous peuvent parfois y être classés.

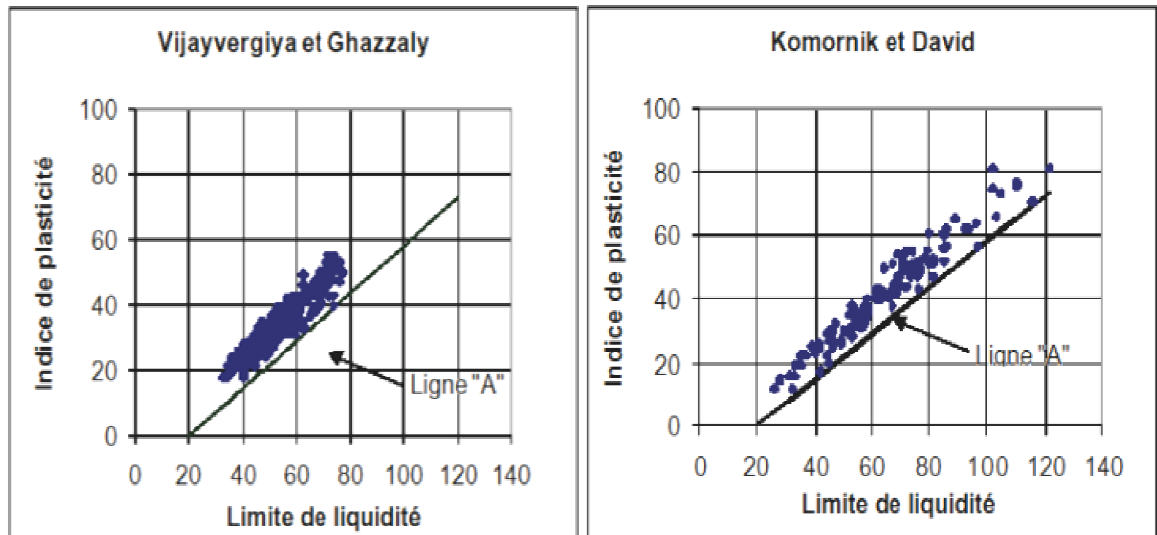


Figure II.2. Classification des sols gonflants de Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) et David Komornik (1969).

II.2.4. Méthode de Williams et Donaldson (1980)

Williams et Donaldson (1980) introduisent un nouveau facteur qui est l'activité. Ce dernier est défini comme étant le rapport de l'indice de plasticité sur le pourcentage de la fraction argileuse. L'abaque qu'ils proposent et qui est donnée sur la figure II.3, permet d'apprécier le potentiel de gonflement en fonction donc de l'activité, de la fraction argileuse et de l'indice de plasticité.

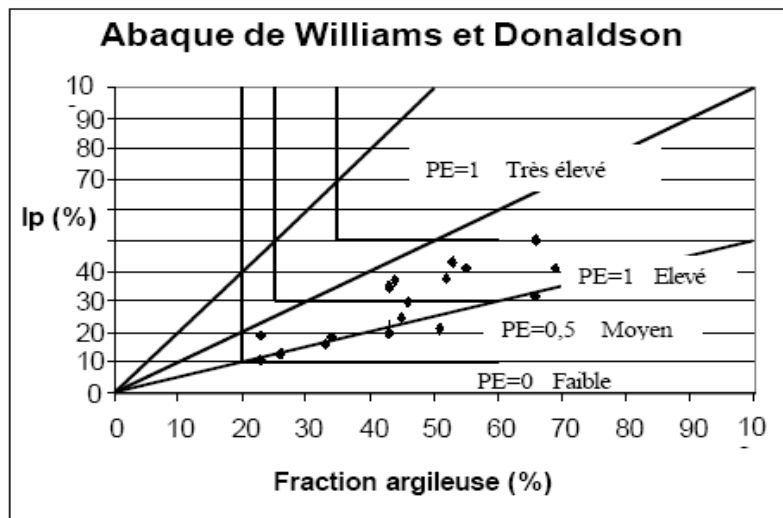


Figure II.3. Abaque de Williams et Donaldson (1980).

II.2.5. Méthode de Dakshanamurthy et Raman (1973)

Ce sont aussi inspirés du diagramme de plasticité proposé par Casagrande, (1948) pour fournir une classification du niveau de gonflement. Le diagramme, qui comprend la ligne A de séparation des sols gonflants, est divisé en 6 zones le long de l'axe des abscisses (Fig. II.4).

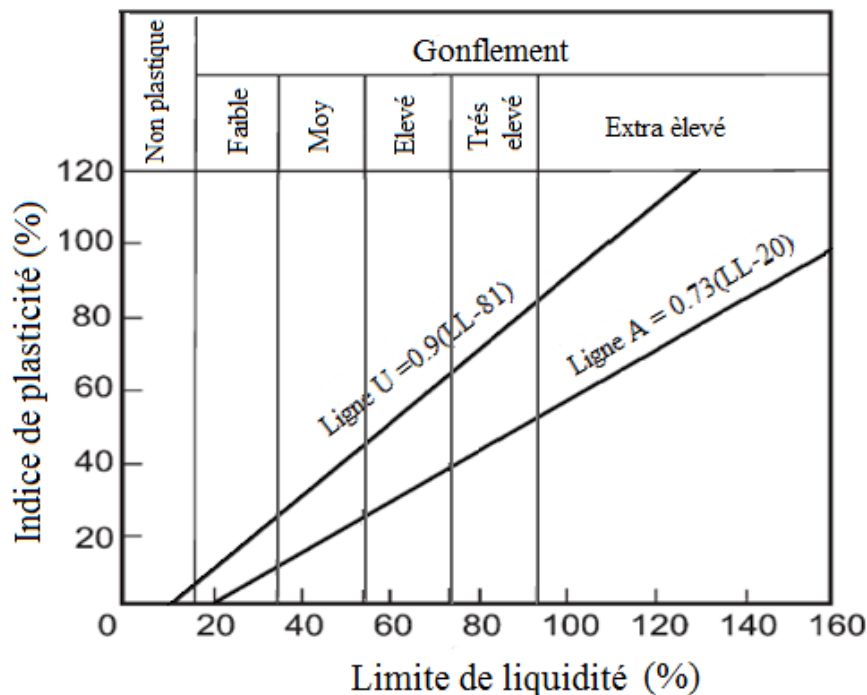


Figure II. 4. Classification proposée par Dakshanamurthy et Raman, (1973).

II.2.6 Méthode d'Altmeyer (1955)

Les sols argileux présentent un retrait volumique lors de l'évaporation de l'eau interstitielle. Le retrait volumique évolue de manière linéaire en fonction de la teneur en eau w jusqu'à une teneur en eau W_r définie comme la limite de retrait. A partir de cette limite, le sol perd de l'eau sans grande variation de volume, il se désature. La limite de retrait W_r et l'indice de retrait I_r apparaissent aussi comme des éléments fondamentaux pour l'étude des variations de volume des sols. Altmeyer (1955) a proposé une classification des sols en fonction de la limite de retrait (Tableau II. 4).

II.2.7. Méthode de Ranganatham et Satyanarayana (1965)

Pour ces deux auteurs le potentiel de gonflement est fonction seulement de l'indice de retrait I_r (Tableau II.3).

Tableau II.3. Relation entre potentiel de gonflement et indice de retrait (Ranganatham et Satyanarayana, 1965).

I_r	Potentiel de gonflement
0 - 20	Faible
20 - 30	Moyen
30 - 60	Fort
> 60	Très fort

Ces différentes méthodes sont les plus utilisées, mais il existe encore d'autres méthodes d'estimation ou de classification de potentiel de gonflement à partir des données initiales ou d'état des sols gonflants. Le Tableau II.4 résume une liste de plusieurs méthodes empiriques de la littérature.

Tableau II.4. Résumé de quelques méthodes d'estimation de potentiel de gonflement.

Référence	Critères	Remarques
Holtz et al (1959)	$F < 2\mu\text{m} > 28$; $I_p > 35$ $W_r < 11$ (très élevé) $20 \leq F < 2\mu\text{m} \leq 31$; $25 \leq I_p \leq 41$, $7 \leq W_r \leq 12$ (élevé) $13 \leq F < 2\mu\text{m} \leq 23$; $15 \leq I_p \leq 28$; $10 \leq W \leq 16$ (moyen)	Basée sur la fraction argileuse ($F < 2\mu\text{m}$), I_p et W_r .
Altmeyer (1955)	$RI < 5$, $W_r > 12$, $PS < 0,5$ (non-critique) $5 \leq RI \leq 8$, $10 \leq W_r \leq 12$, $0,5 \leq PS \leq 1,5$ (moyen) $RI > 8$, $W_r < 10$; $PS > 1,5$ (critique)	Basée sur RI , W_r et PS . Échantillon remanié ($\gamma_{d\text{ max}}$ and w_{opt}). inondé sous une surcharge de 6,9 kPa.
Raman (1967)	$I_p > 32$ et $W_r > 40$ (très élevé) $23 \leq I_p \leq 32$; $30 \leq W_r \leq 40$ (élevé) $12 \leq I_p \leq 23$; $15 \leq W_r \leq 30$ (Moyen) $PI < 12$ and $SI < 15$ (faible)	Basée sur I_p et W_r .
Uniform	$I_g > 130$ (Très élevé)	Basée sur l'essai

Building Code (1968)	$91 \leq I_g \leq 130$ (élevé) $51 \leq I_g \leq 90$ (moyen) $21 \leq I_g \leq 50$ (faible), et $0 \leq I_g \leq 20$ (très faible)	oedométrique effectué sur des échantillons compactés avec un degré de saturation qui atteint 50 % et une surcharge de 6,9 kPa
Snethen (1984)	$W_l > 60, I_p > 35 ; \tau_{nat} > 4 ;$ $SP > 1,5$ (élevé) $30 \leq W_l \leq 60 ; 25 \leq I_p \leq 35,$ $1,5 \leq \tau_{nat} \leq 4$ et $0,5 \leq SP \leq 1,5$ (Moyen) $W_l < 30, I_p < 25 ; \tau_{nat} < 1.5,$ $SP < 0,5$ (Faible)	PS est représentatif des conditions d'état, peut être utilisé sans τ_{nat} , mais la précision sera réduite.
McKeen (1992)	voir Figure III. 5	Basée sur la mesure de succion et la teneur en eau naturelle
Chen (1988)	$I_p \geq 35$ (très élevé) $20 \leq I_p \leq 55$ (élevé) $10 \leq I_p \leq 35$ (moyen) et $I_p \leq 15$ (faible)	Basée sur I_p .

$F < 2\mu\text{m}$: pourcentage d'élément fin inférieur à $<0.002\text{mm}$, % ($[w_n - W_p]/I_p$). W_l = limite de liquidité (%) W_p : Limite de plasticité (%). Ll_w : limite de liquidité pondérée, %. R_l : retrait linéaire (%). I_p : Indice de plasticité (%). γ_{dmax} : densité humide maximale. I_g : indice de gonflement = $100 \times \text{pourcentage de gonflement} \times \text{fraction passée par le tamis de diamètre } 4 \text{ mm}$. PS : gonflement estimé (%). q = surcharge. (SI) I_r : Indice de retrait en %. W_r : Limite de retrait (%) (limite inférieur de changement de volume). SP : potentiel de gonflement. W_n : teneur en eau naturelle (%). τ_{nat} : succion naturelle des sols en tsf.

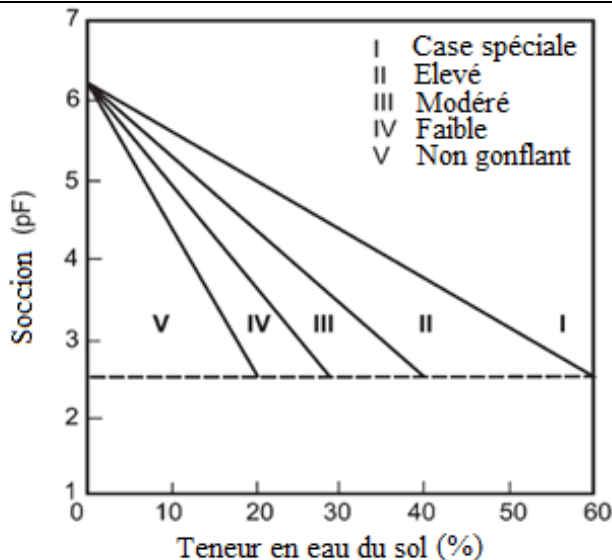


Figure II. 5. Classification proposée par McKeen (1992).

L'estimation donnée par les méthodes précédentes ne sont pas suffisantes pour la caractérisation des sols gonflants et le calcul génie civil nécessite des valeurs sur les quelles un calcul peut se baser.

Les auteurs ont été nombreux à travailler sur les équations empiriques afin de pouvoir donner des valeurs pour les paramètres de gonflement (P_g et A_g) à partir des essais de simple réalisation comme les limites d'Atterberg, limite de retrait, le pourcentage de la fraction argileuse ($< 2 \mu m$) et qui informe sur l'état initial des échantillons, exemple de la teneur en eau, la densité et la succion.

Ces méthodes sont aussi appelées méthodes indirectes, elles consistent à établir des corrélations entre le taux de gonflement ou la pression de gonflement et quelques paramètres géotechniques d'identification. Ces formules empiriques nous permettent d'avoir les caractéristiques du sol gonflant juste après l'achèvement des essais d'identification et d'estimer ou de quantifier les caractéristiques de gonflement qui peuvent se développer en cas de variation hydrique et (ou) mécanique. Le Tableau II.5 résume quelques méthodes empiriques trouvées dans la littérature.

Tableau II.5. Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement (ε_g) et de la pression de gonflement (σ_g).

Auteurs	Équation /description	N° équation
Seed et al (1962)	$\varepsilon_g = 21,6 * 10^{-3} * (I_p)^{2,24}$ ε_g et I_p sans unités (-) Le gonflement libre ε_g d'un échantillon confiné latéralement en présence d'eau sous une surcharge de 7 kPa, et préalablement compacté à la teneur en eau optimale et à la densité sèche maximale de l'essai de compactage AASHO (norme américaine), peut relier à l'indice de plasticité I_p du sol par une expression.	II.1
Van der Merve (1964)	$\Delta H = F e^{-0,377D} (e^{-0,377H} - 1)$ H = changement de volume ; ΔH = gonflement totale ; F = facteur de correction de degré de gonflement ; D = le diamètre de la couche non gonflante.	II.2
Ranganathan & Satyanarayana (1965)	$\varepsilon_g = 0,000413(W_L - W_s)^{2,67}$ ε_g , W_L et W_s sont sans unité (-)	II.3
Komornik et David, (1969)	$\varepsilon_g = 6,7 + 2,4I_p$ Pour les marnes $\varepsilon_g = 0,9 + 2,11 I_p$ Pour l'argile $\log \sigma_g = -2,132 + 0,0208 W_L + 6,66 \cdot 10^{-4} \gamma_{d0} - 0,0269 W_n$ ε_g (%) ; σ_g (kPa) ; w_n (%) ; W_L (%) ; γ_{d0} (kg/m ³) ; La fourchette d'erreur obtenue était d'environ 25 %	II.4 II.5 II.6
Nayak & Christensen (1971)	$\varepsilon_g = (0,00229I_p) (1,45c) / W_n + 6,38$ $P_g (psi) = \left[(3,58 + 10 - 2)IP^{1,12} \frac{c^2}{W_n^2} \right] + 3,79$ W_n = teneur en eau initiale P_g = pression de gonflement ; C : fraction argileuse.	II.8 II.9

Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\text{Log } \varepsilon_g = 0,033 W_L - 0,083 W_n + 0,458$ $\text{Log } P_g = 0,033 W_L - 0,083 W_n - 1,967$ ε_g (%) ; P_g (kPa) ; W_L : limite de liquidité(%) ; W_n: teneur en eau initiale (%)	II.10 II.11
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\text{Log } \varepsilon_g = 0,00321 \gamma_{d0} + 0,033 W_L - 6,692$ $\text{Log } \sigma_g = 0,00321 \gamma_{d0} + 0,033 W_L - 5,154$ ε_g (%) ; σ_g (kPa) ; w_l (%) ; γ_{d0} (kg/m³)	II.12 II.13
Didier et al. (1973)	$\text{Log } \sigma_g = \mu W_l + \nu \gamma_{d0} - t w_n + k$ $= 2,55 \frac{\gamma_{d0}}{\gamma_w} - 1,705$ μ, ν, t et k sont des constantes. W_n : teneur en eau naturelle (%) W_l (%), γ_{d0} (g/cm³) et σ_g (bars)	II.14
Nayak & Christensen (1974)	$\varepsilon_g = 0,00229 IP (1,45c)/W_i + 6,38$ W_i = teneur en eau initiale ; c: teneur en argile.	II.15
Schneider & Poor (1974)	$\log \varepsilon_g = 0,9 (Ip/W_n) - 1,19$	II.16
Chen (1975)	$\varepsilon_g = 0,2558 e^{0,08381 Ip}$	II.17
Weston (1980)	$\varepsilon_g = 0,00411 L_L W^{4,17} \sigma_v^{-3,86} W_i^{-2,33}$ $L_L W$ = limite de liquidité pondérée (weighted liquid limit)	II.18
Brackley (1983)	$\varepsilon_g = (5,3 - 147 \frac{e}{I_p} - \log P) (0,525 I_p + 4,1 - 0,85 W_L)$ $\log \sigma_g = 5,3 - 147 \frac{e}{I_p}$ e : indice des vides P : surcharge extérieure (kPa). W_L (%) et I_p (-) ; ε_g (%) ; σ_g (kPa)	II.19 II.20
Nagaraj et al. (1983)	$\sigma_g = 17,86 - \frac{100 \frac{e_0}{e_l}}{4 - \log P_c}$ e_0 : indice des vides initial e_l : indice des vides correspond à la limite de liquidité P_c : pression de consolidation (kg/m³)	II.21
Picornell & Lytton (1984)	$\Delta H = \sum_1^n f_i \left(\frac{V}{V_i} \right) H$ H = l'épaisseur du substratum $\Delta v/v_i$ = la déformation volumique. F_i = facteur qui inclue l'effet du confinement latéral ;	II.22
Dhowian (1990)	$\Delta H = (\varepsilon_g \%) H$	II.23
Komine & Ogata (1994)	$\varepsilon_g = (K \cdot \gamma_{d0} - 1) \times 100$ ε_g (%) ; K : est une constante ; γ_{d0} (g/cm³)	II.24

Guiras-Skandaji (1996)	$\varepsilon_g = -117,59 + 3,0571 \times W_n$ ε_g (%) ; W_n (%)	II.25
Yahia-Aïssa (1999)	$\sigma_g = \left[\frac{e_0}{A_p(0)} \right]^{[1/N_p(0)]}$ $A_p(0)$: indice de vides à la pression correspondante à 1 MPa lors d'un essai de compression à succion nulle ; $N_p(0)$: pente de la courbe de compression vierge dans le plan logarithmique et σ_g (MPa).	II.26
Yilmaz (2006)	$\varepsilon_g = 0,155 W_L - 0,00763 CEC - 2,04$ CEC : Capacité d'échange cationique (meq/100g)	II.27
Vanapalli et al. (2010)	$\Delta H = Cs H / (1 + e_0) \log \left\{ \frac{KP_f}{10^{(\frac{C_s}{C_w} \Delta w)}} \right\}$ H = épaisseur de la couche de sol ; $P_f (= \sigma_y + \Delta \sigma_y - u_{wf})$ = final stress state; P'_s = pression de gonflement corrigé ; K = paramètre de correction ; C_s = indice de gonflement ; σ_y = contraintes des terres aux repos ; $\Delta \sigma_y$ = variation de la contrainte totale ; u_{wf} = pression finale de l'eau interstitiel; e_0 = indice des vides. C_w = module de taux la succion (suction modulus ratio); Δw = variation de la teneur en eau.	II.28

II.2.8. Modèle de Low (1980)

Ce modèle est uniquement valable pour les argiles de type montmorillonite. Le modèle prend en compte la capacité d'échange des cations, la surface spécifique ainsi que le rapport massique entre l'eau et la montmorillonite (m_w/m_m). La relation est la suivante :

$$(II.29) \quad (\Pi + 1) = e^{\left(\frac{\alpha}{m_w/m_m} \right)}$$

Π est le rapport entre la pression de gonflement (P_g) et la pression atmosphérique (P_a) La ($\Pi = P_g / P_a$). Le paramètre α est calculé à partir de la surface spécifique S_a et la capacité d'échange des cations (CEC) :

$$(II.30) \quad \alpha = 3,609 \times 10^{-7} S_a + 1,332 \times CEC - 0,678$$

II.2.9. Les ajustements de certaines méthodes.

Certains auteurs ont apporté des ajustements à des équations existantes afin de les rendre applicables sur certains sites. Exemple : ajustement de Bekkouché et al (2001) pour les équations de Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) sur les argiles de Tlemcen.

Ces modèles ajustés par Bekkouché aux argiles de Tlemcen s'écrivent respectivement pour la pression de gonflement :

$$\text{Log } P_g = 1/12(0,4 W_L - W_n - 0,4) \quad (\text{II.31})$$

$$\text{Log } P_g = 1/19,5(\gamma_d + 0,65 W_L - 139,5) \quad (\text{II.32})$$

Dans ces modèles, la pression de gonflement P_g est donnée en tsf, la masse volumique sèche γ_d en pcf, la limite de liquidité W_L et la teneur en eau naturelle W_n sont en décimale.

Pour l'amplitude de gonflement, les modèles donnent généralement le gonflement libre. Le modèle proposé par O'Neil et Ghazzaly (1977) s'écrit :

$$\varepsilon = 2,77 + 0,131W_L - 0,27W_n \quad (\text{II.33})$$

Tandis que le modèle proposé par Jonhson et Snethen (1978) s'écrit :

$$\log \varepsilon = 0,36 W_L - 0,0833W_n + 0,458 \quad (\text{II.34})$$

Dans les deux relations précédentes, ε est le gonflement libre en %; W_L et W_n s'expriment en décimale.

Ces modèles ajustés par Bekkouché aux argiles de Tlemcen s'écrivent respectivement :

$$\text{Log } \varepsilon = 1/12(0,096 W_L - 0,12W_n - 2,10) \quad (\text{II.35})$$

$$\text{Log } \varepsilon = 1/19,5(0,877\gamma_d + 0,117 W_L - 0,253) \quad (\text{II.36})$$

Où γ_d est en pcf, W_L et W_n sont en décimale et ε en %.

Le gonflement libre (ε), obtenu à partir des modèles ci-dessus, peut être réduit dans le cas où le sol serait soumis à une pression de confinement σ_v à l'aide de la formule suivante proposée par Gogoll (Djedid et al., 2001) :

$$\varepsilon = \varepsilon (1 - 0,0735\sqrt{\sigma_v}) \quad (\text{II.37})$$

Où σ_v est la contrainte de confinement en KPa.

D'après Williams et Donaldson (1980), la pression de gonflement est indépendante de la teneur en eau initiale du matériau. Chen (1988), en se basant sur les travaux de Kassif & Baker (1971) stipule également que la pression de gonflement ne dépend pas de la teneur en eau mais seulement de la densité sèche et de la teneur en argile.

Finalement on constate que la diminution de la teneur en eau initiale du sol induit une augmentation de la variation de volume du sol lors de l'imbibition. Par contre, l'influence de la teneur en eau sur la pression de gonflement est controversée. Certains auteurs comme Williams & Donaldson (1980), Chen (1988), etc, considèrent que la pression de gonflement est une donnée intrinsèque du matériau qui ne dépend que de la nature minéralogique des argiles et de la densité sèche du sol. D'autres, comme Komornik et David (1960), Vijayvergiya & Ghazzaly (1973), etc, affirment que la pression de gonflement dépend également des conditions hydriques du matériau et, en particulier, de sa teneur en eau.

Une étude comparative menée par Johnson & Snethen (1978) sur 20 sols différents et utilisant plusieurs méthodes empiriques a montré que la fiabilité des méthodes variait beaucoup. Il semble que les méthodes basées sur les limites d'Atterberg donnent les meilleures concordances (voir tableau II. 6).

En prenant l'analyse effectuée par Josa (1988), il apparaît difficile de prétendre classer les sols gonflants uniquement à partir de la valeur d'un indice tiré d'une mesure indirecte des résultats d'essais de reconnaissance. De même, Kebaili (1993) a mené une étude d'applicabilité de ces méthodes sur des argiles du sud-est de l'Algérie. Il a constaté des écarts importants entre les mesures et les prévisions et il conclue que les corrélations sont inadéquates pour prédire le gonflement des sols d'In-Aménas. Il est important de souligner que ces corrélations doivent être utilisées à titre indicatif, puisqu'elles ont été établies à partir d'échantillons remaniés. Elles ne tiennent pas compte de la texture, de fissuration ou de l'état de contrainte in situ, ces facteurs ont une influence majeure sur le comportement des sols in situ (Windal, 2001).

Tableau II.6. Comparaison entre les différentes méthodes de classification d'après Johnson & Snethen (1978) et Josa (1988).

Paramètres utilisé	Méthode	Nombre de cas		
		Qui coïncident	Divergentes mais favorables	Totalement défavorables
I_p	Seed et al. (1962)	3	13	4
W_L, I_p	Dakshanamurthy & Raman (1973)	5	13	2
W_s	Altemeyer (1955)	9	7	4
I_s	Ranganathan & Satyanarayana (1965)	5	13	2
W, W_L	Vijayvergiya & Ghazzaly (1973)	9	8	3

W, W _L , γ_d	Komornik & David (1969)	2	3	15
--------------------------------	----------------------------	---	---	----

II.3. ESTIMATION DIRECTE DES PARAMETRES DE GONFLEMENT DES SOLS

Il existe dans la littérature plusieurs procédures de mesure des paramètres de gonflement des sols (pression et amplitude). Cette variété de méthodes traduit la complexité du phénomène. L'appareil œdométrique est l'outil principal utilisé pour la mesure de ces paramètres car l'état qui règne dans le moule œdométrique est proche de l'état du sol in situ.

II.3.1 Méthodes d'essai œdométrique

La plupart des méthodes de détermination des paramètres caractéristiques de gonflement se font en laboratoire bien que certains auteurs (Mariotti, 1976 ; Ofer & Blight, 1985 ; Magnan, 1993) aient réalisé des essais in situ. Ces derniers sont coûteux et souvent très longs.

Les méthodes de mesure basées sur des tests œdométriques sont aussi largement utilisées par rapport aux deux autres méthodes. Le Tableau II.7 et le Tableau II.8 résument ces différentes méthodes.

Holtz & Gibbs (1956), Jennings & Knight (1957) et Lambe & Whitman (1959) furent parmi les premiers à suggérer l'utilisation de l'œdomètre afin de prévoir l'expansion potentielle d'une argile gonflante. Les essais couramment utilisés pour déterminer la pression de gonflement sont :

- 1- les essais de gonflement libre ;
- 2- les essais gonflement en parallèle ;
- 3- les essais de gonflement à volume constant.

Les essais de gonflement peuvent se répartir en deux : les essais de gonflement à pression imposée et les essais de gonflement à volume imposé (Kormi, 2006)

L'analyse des essais œdométriques 1-D devrait également prendre en compte l'effet de chargement-déchargement, la charge des terres au repos, la perturbation de l'échantillon et la compressibilité de l'appareil œdométrique pour une fiable détermination de la pression de gonflement. Dans de nombreuses procédures d'essai de consolidation classique, seulement la contrainte totale est contrôlée.

Tableau II. 7. Résumé des méthodes d'essai oedométriques.

Auteur	Équation/description	Équation
Fredlund (1983)	$\Delta H = C_s \frac{H_i}{1 + e_0} \log \left\{ \frac{P_f}{P_s} \right\}$ H_i = épaisseur de la i_{eme} couche ; $P_f = (\sigma_y + \Delta\sigma_y - u_{wf})$ = état final de contrainte; P_s = pression de gonflement corrigé ; C_s = indice de gonflement ; σ_y = contrainte des terres aux repos ; $\Delta\sigma_y$ = variation de la contrainte totale ; u_{wf} = pression interstitielle totale ; e_0 = indice des vides initiale.	II. 38
Dhowian (1990)	$\Delta H = H \frac{C_s}{1 + e_0} \log \frac{P_s}{P_0}$ C_s = indice de gonflement ; P_s = pression de gonflement ; P_0 = pression effective des terres.	II.39
Nelson & Miller (1992)	$\Delta H = H \frac{C_p}{1 + e_0} \log \frac{\sigma_f}{\sigma_{cv}}$ C_p = indice de soulèvement ; σ_{cv} = pression de gonflement de l'essai à volume constant ; σ_f = contrainte verticale au milieu de la couche de sol ou les conditions dans les quelles le gonflement est calculé.	II.40
Nelson et al. (2006)	$\Delta H = H CH \log \left[\frac{\sigma'_{cv}}{\sigma'_{vo}} \right]$ $CH = \frac{\%SA}{\log \left[\frac{\sigma'_{cv}}{(\sigma'_{vo})A} \right]}$ CH = indice de gonflement ; σ'_{cv} = pression de gonflement de l'essai à volume constant ; σ'_{vo} = contrainte verticale au milieu de la couche de sol ou les conditions dans lesquelles le soulèvement est calculé.	II.41 II.42

II.3.2. Essais oedométrique à pression imposée

II.3.2.1. Essai de gonflement libre (ASTM D4546-95)

Dans l'essai de gonflement libre, l'échantillon, soumis à une faible pression correspondant au poids du piston et de pierre poreuse, est laissé en contact avec de l'eau. Puis, on ramène l'échantillon à sa taille initiale par paliers de chargement avec stabilisation des déformations sous chaque palier (Fig. II. 6). La pression de gonflement est définie comme la contrainte qu'il faut appliquer pour que l'échantillon retrouve sa taille initiale (Hardy, 1965 ; Sridharan, Rao et Sivapullaiah, 1986 cité par Kormi, 2003).

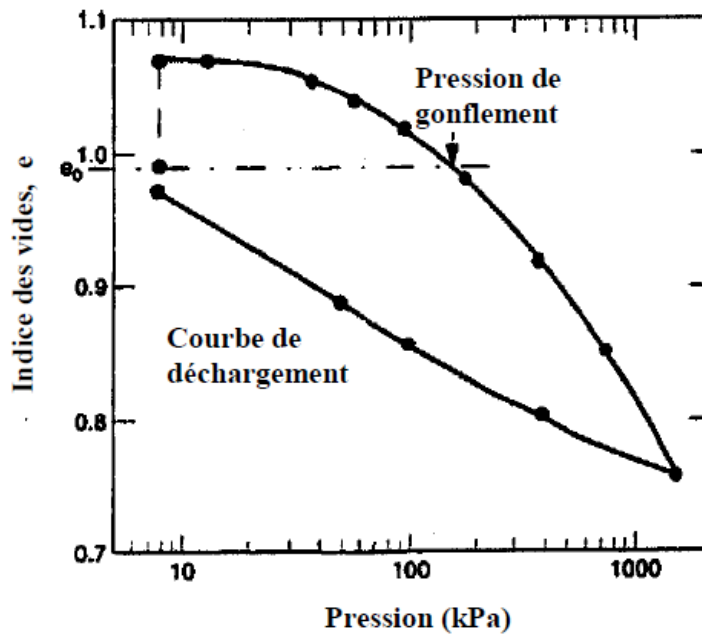


Figure II. 6. Essai de gonflement libre (Fredlund, 1995).

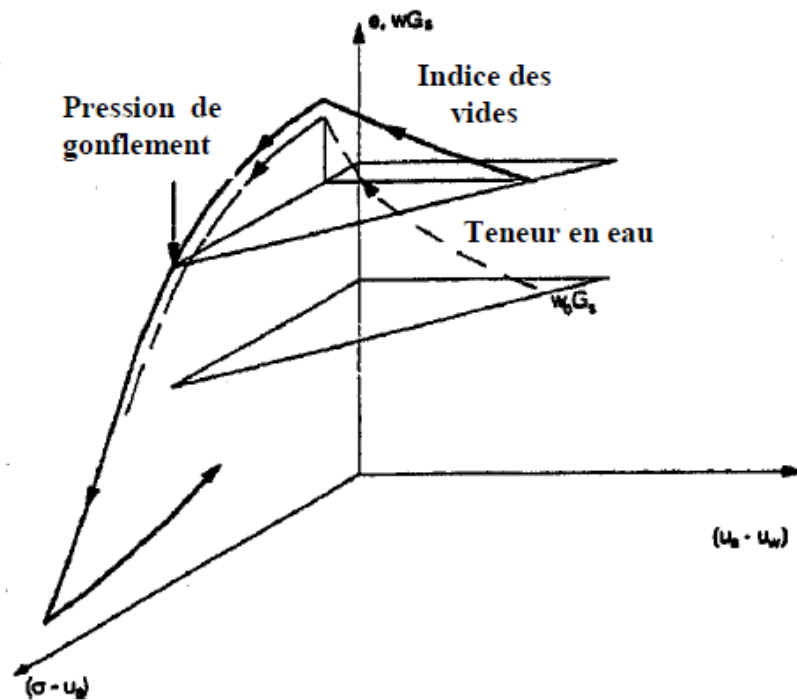


Figure II. 7. Chemin de contraintes d'un essai de gonflement libre (Fredlund, 1995).

Une forme modifiée de ce mode d'essai, introduite par Jennings et al (1973), à été décrite dans la norme ASTM D4546. Dans cet essai, on applique une pression correspondante à la pression verticale des terres au niveau de l'échantillon sur le terrain, puis on réalise un déchargement jusqu'à une faible valeur de pression de référence. L'éprouvette est ensuite soumise à l'imbibition. La pression de gonflement est définie comme la contrainte qu'il faut appliquer à l'échantillon pour le ramener à sa taille initiale.

Une autre forme modifiée de l'essai a été décrite dans la même norme ASTM D4546 (méthode B). Suivant cette procédure, l'échantillon est d'abord soumis à la pression correspondante à la pression in-situ ou à la pression qu'exercerait l'ouvrage à construire. Il est ensuite soumis à l'imbibition en maintenant la pression verticale constante. La pression permettant de ramener l'échantillon à sa taille initiale est définie comme la pression de gonflement.

Ces procédures ont été modifiées, Shanker, Rao & Swamy (1982) ont étendu la mesure de la pression de gonflement suivant la méthode des essais de gonflement libre aux (Black Cotton Clay) (Kormi, 2003). Suivant cette méthode, on prépare plusieurs échantillons, qui sont soumis par la suite à des essais de gonflement libre sous différents chargements ; la pression permettant de ramener l'échantillon à son volume initial est défini comme la pression de gonflement.

L'expérience montre que, pour ce type de sol la surcharge appliquée au départ n'influe pas sur la valeur de la pression de gonflement. Chen (1975), en réalisant des essais de gonflement à différentes pressions initiales, est arrivé à la même conclusion. Ceci est en contradiction avec le résultat de Justo et al. (1984), qui ont démontré l'influence de la pression appliquée, avant la mise en eau, sur la pression de gonflement.

Une variété de méthodes oedométriques de gonflement à charge constante est synthétisée dans le tableau II.8

II.3.3. Essai de gonflement à volume constant (méthode directe)

Ce genre d'essai comporte plusieurs types de procédures, certaines d'entre elles sont synthétisées dans le Tableau II.9.

II.3.3.1. Méthode de Fredlund (1983)

Fredlund (1983) a proposé une équation qui peut être utilisée pour calculer le gonflement (1-D, à une dimension) dans les sols gonflants en utilisant les essais de gonflement à volume constant (CVS), les résultats des essais oedométriques (équation II.38 dans le Tableau II.7).

La procédure de l'essai de gonflement à volume constant consiste à inonder l'échantillon placé dans une cellule oedométrique sous une charge nominale égale à 7 kPa, (c'est à dire, 1 psi), La charge appliquée est augmentée pour empêcher toute augmentation de volume ou de gonflement de l'échantillon. La contrainte maximale appliquée pour maintenir la condition de volume constant est définie comme la pression de gonflement. Lorsque l'échantillon ne présente plus une tendance au gonflement, la charge appliquée est encore augmentée dans une série d'incrémentes d'une manière similaire à celle d'un essai classique de consolidation. Une fois, la phase de compression de l'échantillon dans la courbe de consolidation a été stabilisée, une annulation de tout chargement est effectuée pour permettre à l'échantillon de gonfler et de calculer l'indice de gonflement (C_s) à partir de la déformation.

Le test comporte deux mesures principales, à savoir, pression de gonflement corrigé (P'_S) et l'indice de gonflement (C_s). L'échantillon de sol non saturé et non remanié extrait in situ, est soumis à la contrainte des terres au repos (contrainte totale). Le plan de contrainte totale est la combinaison de la contrainte totale et la succion matricielle, qui donne une indication sur l'état de contrainte initiale dans l'échantillon de sol. Le changement de volume avec l'état de contrainte peut être calculé par le changement de l'état de contrainte et l'indice de gonflement (C_s).

La matrice de succion est ramenée à zéro durant l'inondation, mais elle n'est pas mesurée avant cette condition. Cependant, la contrainte totale sur l'échantillon est augmentée afin d'éviter l'augmentation de volume de l'échantillon. La pression de gonflement représente la somme de la contrainte des terres au repos in situ et la succion matricielle du sol traduit dans le plan de contrainte totale (Fig. II.8). Par conséquent, la pression de gonflement est dépendante de la succion du sol in situ.

La pression de gonflement mesurée est sous-estimée à moins que l'effet de remaniement de l'échantillon et compressibilité de l'appareil soit pris en compte (Fredlund 1969).

L'interprétation de l'essai CVS doit inclure une correction pour la compressibilité de l'appareil de consolidation, la compressibilité du papier filtre, la pierre poreuse et l'échantillon du sol. Le remaniement de l'échantillon entraînera dans la mesure de pression de gonflement une valeur inférieure à celle mesurée in situ. Par conséquent, pour déterminer la pression de gonflement corrigée (P'_S), Les données de laboratoire doivent être corrigées pour tenir compte de la compressibilité de l'appareil. La correction du au remaniement de l'échantillon est également utilisé pour établir P'_S .

La pression de gonflement «non corrigées» est généralement faible pour l'utiliser dans l'estimation de gonflement total. La prédiction à l'aide de la pression de gonflement "corrigée" peut souvent être deux fois l'ampleur de celle calculée quand aucune correction n'est appliquée (Fredlund, 1983).

La procédure suivante est suggérée pour l'obtention de P'_S à partir des résultats de l'essai de gonflement à volume constant (CVS). Lors de l'interprétation des données de laboratoire, un ajustement doit être fait pour les données afin de tenir compte de la compressibilité de l'appareil oedométrique.

Les sols gonflants desséchés ont une faible compressibilité, la compressibilité de l'appareil peut considérablement affecter l'évaluation des contraintes in situ et la pente de la courbe de reprise (Fredlund 1969). En raison de la faible compressibilité de la terre, la compressibilité de l'appareil doit être mesurée en substituant l'échantillon de sol avec un échantillon modèle en acier. Les déflexions mesurées doivent être soustraite des déflexions mesurées lors de l'essai sur l'échantillon du sol. L'indice des vides ajusté par rapport à la courbe de pression peut être esquissé par le traçage d'une ligne horizontale à partir de l'indice des vides initial, qui glisse vers le bas et se joint à la courbe de chargement ajusté pour la compressibilité de l'appareil (Fredlund et Rahardjo, 1993). Deuxièmement, une correction peut être appliquée pour les perturbations

d'échantillonnage après la détermination de la compressibilité d'équipement. La perturbation d'échantillonnage augmente la compressibilité du sol, et ne permet pas à l'échantillon de laboratoire de revenir à son état de contrainte in situ et à son indice des vides in situ. Les procédures d'essais détaillées de cette technique sont disponibles en ASTM D4546-2000.

Casagrande (1936) a proposé une construction empirique sur la courbe de laboratoire pour tenir compte de l'effet des perturbations d'échantillonnage lors de l'évaluation de la pression de préconsolidation d'un sol. Une modification de la construction de Casagrande était étendue pour déterminer P'_s . Dans cette méthode, le point de courbure maximale ou l'indice des vides par rapport à la courbe de pression fléchi vers le bas dans la branche de re-compression, est déterminé (Fig. II. 9). Au point de la courbure maximale, une ligne horizontale et une ligne tangentielle sont tracées. La pression de gonflement "corrigée" est désignée comme étant l'intersection de la bissectrice de l'angle formé par ces lignes et une ligne parallèle à la pente de la courbure reprise qui est placée dans une position de tangente par rapport à la courbe de chargement (Fredlund & Rahardjo, 1993).

La méthode de Fredlund (1983) est testée pour prédire le soulèvement unidimensionnel (1-D) sur le sol de Regina. Cette méthode a donné un bon accord entre l'estimation et le soulèvement mesuré in situ.

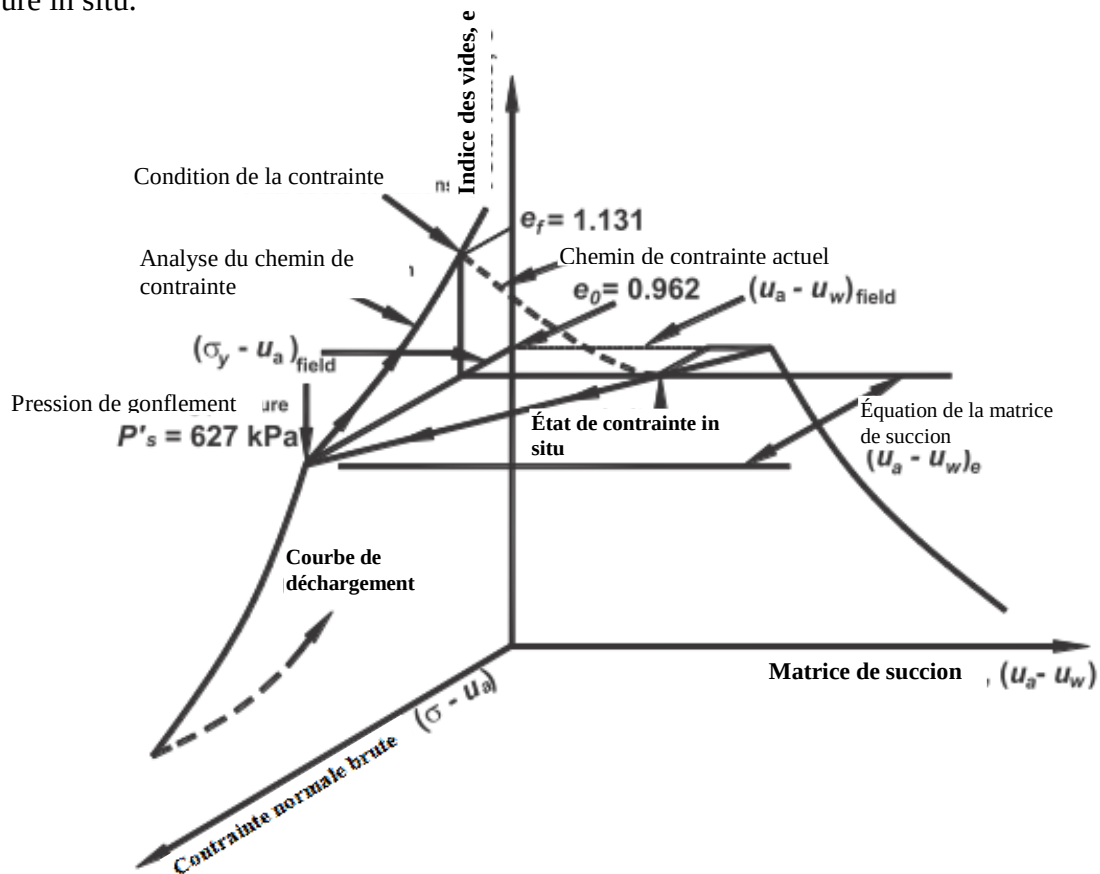


Figure II. 8. Chemin de contrainte représentant le gonflement de sol de Regina (modifié d'après Fredlund, 1983).

Tableau II.8. Essais œdométriques utilisés pour la mesure de gonflement à charge constante.

Méthode	Location	Description	Référence
Méthode Volumétrie	Afrique du sud	Utilise un appareil spécialisé, les échantillons sont séchés à l'air et inondés lentement sous la contrainte des terres au repos.	DeBrujin (1961)
Méthode Sampson, Schuster & Budge	Colorado, USA	Deux essais effectués sur des échantillons adjacents afin de simuler les conditions d'autoroute ; l'essai de consolidation est effectué sous l'effet de la charge des terres aux repos et à volume constant afin d'empêcher tous déplacement de sol	Sampson et al. (1965)
Méthode de Noble	Canada	C'est un essai de gonflement-consolidation sur des échantillons remaniés à différents chargements pour développer des relations empiriques pour les argiles des Prairies canadiennes.	Noble (1966)
Essai de gonflement à chargement par paliers		C'est un essai de gonflement, l'échantillon subit un cycle et demi de charge et décharge, il est, en suite, imbibé sous une charge σ . Après stabilisation l'échantillon est déchargé par palier, le P_g est déterminée par extrapolation.	Huder & Amberg 1970
Méthode Navy	USA	Courbe de gonflement en fonction de la profondeur déterminée par l'essai de gonflement-consolidation à des contraintes différentes qui représentent la surcharge structurel du sol.	Navy (1971)
Méthode Wong & Yong	Angleterre	Le gonflement par rapport à la profondeur déterminé dans les méthodes de Komornik, Wiseman & Ben-Yacob et aussi dans la méthode de Navy ; mais la surcharge des terres aux repos et la charge hydrostatique de l'eau interstitielle sont utilisées.	Wong & Yong (1973)
Méthode USBR	U.S.A.	double échantillon d'essai, un essai de consolidation-gonflement sous charge légère, et un essai à volume constant.	Gibbs (1973)
Méthode de model direct	Texas, USA	Essai de gonflement-consolidation sur des échantillons inondés à l'application de la charge des terres aux repos ou de la charge après construction.	Smith (1973)

Simple Oedometer	Afrique du sud	Amélioration du l'essai de double oedomètre. Échantillon unique est soumis à la charge des terres aux repos. ensuite déchargé la charge appliquée, inonder et laisser gonfler puis faire suivre par la procédure habituelle de consolidation.	Jennings et al. (1973)
Méthode chinoise	chine	Application d'une charge prédéterminée. l'échantillon est ensuite imbibé, la pression prédéterminée doit être légèrement supérieure ou plus grande que P_g anticipée, une fois l'équilibre est atteint, l'échantillon est déchargé par paliers.	Shuai, 1996
Méthode Mississippi State Highway Dept.	Mississippi, USA	Essai de gonflement-consolidation effectué sur des échantillons remaniés ou reconstitués inondés sous la charge des terres aux repos.	Teng et al. (1972; 1973) Teng & Clisby (1975)
La méthode C.E.B.T.P		L'essai consiste à laisser l'échantillon imbibé d'eau gonflé sous la charge du piston, la pression de gonflement est celle qui remet l'échantillon à son état initial.	C.E.B.T.P
La méthode AFNOR		L'essai s'effectue sur plusieurs éprouvettes du même échantillon, il consiste à appliquer un effort différent mais maintenu constant sur chacune de ces éprouvettes et on mesure la déformation axiale pour chaque éprouvette en deux phases : 1 ^{ère} phase : sans ajout d'eau. 2 ^{ème} phase : en présence d'eau.	AFNOR
La méthode LCPC		L'échantillon est ramené à la contrainte in situ σ_{v0} suivant un cycle et demi de chargement-déchargement. Le gonflement est empêché suite à l'humidification. Après stabilisation, l'échantillon est déchargé pour le remettre sous la contrainte σ_{v0} toute en divisant le chemin de chargement en quatre paliers égaux. σ_g est la contrainte qui stabilise le gonflement.	LCPC

Tableau II.9 Présentation de quelques méthodes de gonflement à volume constant

Essai	Location	Description	Référence
methode Sullivan et McClelland	USA	L'essai est à volume constant, les échantillons sont soumises initialement sous la pression de la surcharge des terres aux repos lors de l'inondation.	Sullivan & McClelland , (1969)
Méthode Komornik, Wiseman & Ben-Yacob	Israel	Essais à volume constant à différentes profondeurs et les essais de gonflement-consolidation sont à différentes contraintes initiales des terres au repos représentant la succion la plus stable dans les interstices, utilisés pour élaborer des courbes de gonflement en fonction de la profondeur.	Komornik et al., (1969)
Méthode de gonflement à déformations contrôlées	Colorado , USA	Pression de gonflement à volume constant obtenue sous inondation suivi par une réduction incrémentale de la pression de déformation contrôlé.	Porter & Nelson, (1980)
Méthode University of Saskatchewan	Canada	Essai à volume constant. Cette procédure inclue le remaniement de l'échantillon et la déflexion de l'appareil.	Fredlund et al. (1980)
Méthode de LCPC	France	L'échantillon est ramené à la contrainte in situ σ_{v0} suivant un cycle et demi de chargement-déchargement. Cette procédure dépend de σ_s Si $\sigma_s < \sigma_{v0}$ le chargement de l'échantillon se fera avec un taux de 0,2 jusqu'à ce qu'il trouve ça hauteur initiale, puis le laissé gonfler. Une fois l'amplitude maximale est atteinte, l'échantillon est déchargé par palier régulier. Le σ_g est déterminé par extrapolation. Si $\sigma_s > \sigma_{v0}$ la procédure consiste à charger l'échantillon toujours avec un taux de chargement de 0,2 jusqu'à ce qu'il retrouve sa hauteur initiale, puis le laisser gonfler. Une fois l'amplitude du gonflement maximale est atteinte l'échantillon est chargé pour le remettre aux dimensions qu'il avait sous la contrainte σ_{v0} . La pression de gonflement est la contrainte qui permet ce retour.	LCPC

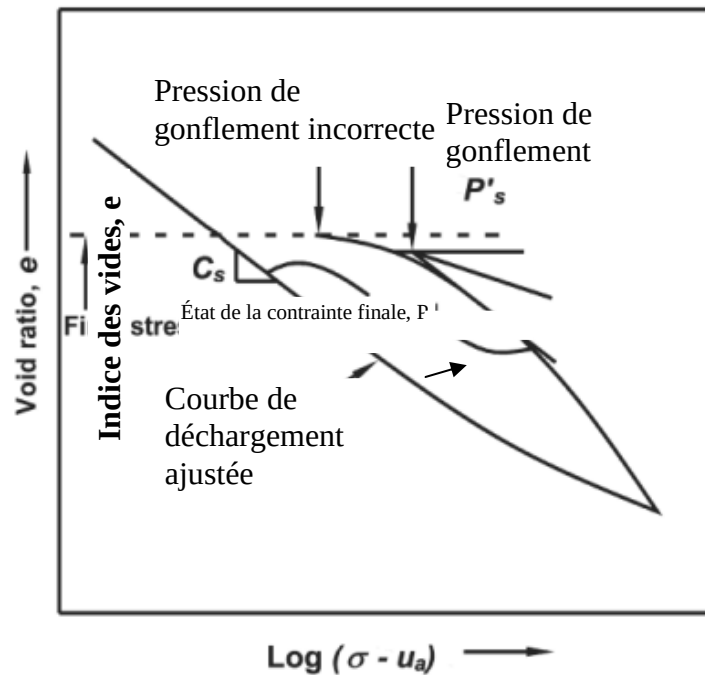


Figure II.9. La procédure suivit pour déterminer la pression de gonflement corrigée en incorporant l'effet de remaniement de l'échantillon (modifié après Fredlund, 1987).

II.3.4. Méthodes de gonflement à volume constant et à charge constante de même principe

Les procédures qui comportent plusieurs modes de mesure sont nombreuses, les différents modes d'essais essayent de représenter les différents cas de gonflement existants dans la réalité. Ces méthodes sont récapitulées dans le tableau II.10.

Tableau II. 10 Méthode de gonflement à volume constant et à charge constante.

Essai	Location	Description	Référence
Méthode Sridharan, Rao & Sivapullaiah	Inde	Les résultats des trois méthodes nommées, a) un essai de consolidation conventionnels, b) l'équilibre des indices des vides pour des charges de consolidation différentes, et c) la méthode à volume constant, sont combinées pour étudier la pression de gonflement des sols gonflants. Les résultats montrent que la méthode : a) donne une valeur limite supérieure ; la méthode b) donne une faible valeur, et la méthode c) donne une valeur	Sridharan et al., (1986)

		intermédiaire.	
Méthode Erol, Dhowian & Youssef	Arabie-Saoudite	L'évaluation des différentes méthodes des essais oedométriques de la norme ISO (amélioration de gonflement de l'essai oedométrique), CVS (essai de gonflement à volume constant) et SO (essai de gonflement sous la charge des terres au repos) est utilisé pour la prédiction de gonflement.	Erol et al., (1987)
Méthode Shanker, Ratnam & Rao	Inde	L'étude du comportement gonflant multidimensionnelle en testant avec l'oedomètre des échantillons de sol cube. Le gonflement des échantillons est autorisé à se produire en 1, 2 ou 3 dimensions maintenu sous une surcharge.	Shanker et al., (1987)
La méthode D.T.U.11.1		L'échantillon est consolidé sous σ_0 puis cette charge est ajustée à la charge appliquée par l'ouvrage à construire σ_s . après stabilisation des déformations l'échantillon est inondé et le gonflement est empêché en augmentant σ_1 . Lorsque σ_g ne varie pas plus de 2 kPa par 8heurs, l'essai est arrêté et la pression de gonflement est égale à : $\sigma_g = \sigma_1 - \sigma_s$. la charge est ramenée à la contrainte des terres σ_0 pour mesurer le taux de gonflement.	D.T.U.11.1
Méthode Al-Shamrani & Al-Mhaidib	Arabie-Saoudite	Le chemin de contrainte dans la cellule triaxiale et l'oedométrique sont utilisés pour évaluer le gonflement vertical des sols gonflants sous des conditions de charge multidimensionnelles. Plusieurs séries de gonflement avec essais triaxiaux ont été réalisés dans lequel l'influence du confinement sur la prédiction de gonflement	Al-Shamrani & Al-Mhaidib, (1998)

		verticale a été évaluée.	
Méthode Basma, Al- Homoud & Malkawi	Jordannie	Deux méthodes couramment utilisées, essai de gonflement nul et l'essai de gonflement-consolidation, ainsi que deux nouvelles techniques relatives, " essai de gonflement empêché» et «essai de gonflement à double oedomètre" sont utilisées pour étudier la pression de gonflement du sol expansif. L'essai de gonflement empêché est censé donner des résultats plus raisonnables pour la détermination de la pression de gonflement et est donc considéré pour ressembler davantage aux conditions de terrain.	Basma, et al., (2000)
Méthode Subba Rao & Tripathy	Inde	L'oedomètre unidimensionnel est utilisé pour étudier le comportement de retrait-gonflement des sols gonflants compactés. Les essais de chargement-déchargement sont effectués sur des échantillons consolidés et sous consolidés, l'ensemble est chargé par palier jusqu'à un certain surcharge puis il est déchargé. L'essai cyclique de retrait- gonflement ont été effectués dans un oedometers à anneau fixe avec la possibilité de sécher les échantillons à température fixe sous la contrainte d'un chargement constant.	Subba Rao & Tripathy (2003)
Essai à l'oedomètre flexible		Cellule de mesure la déformation et de la pression de gonflement latérale, échantillon imbibé puis déchargé.	Windal, (2001)

II.3.5. Comparaison entre les différentes procédures d'essai.

Le nombre de méthodes d'estimation du potentiel de gonflement est important. Cependant, certaines méthodes ne sont pas d'une utilisation universelle. A partir de 1950, les chercheurs s'orientent vers des méthodes applicables sur tous les sols gonflants à travers le monde, mais vue la complexité du phénomène ainsi que le nombre de facteurs intervenant dans le gonflement cet objectif n'est pas encore atteint. Toutefois, ils sont arrivés à préconiser des méthodes pour chaque cas d'ouvrage.

D'après les comparaisons de différentes méthodes d'essai au laboratoire réalisées par Gilchrist (1963), Brackley (1975), Justo et al. (1984), Sridharan et al (1986), Abdudjauwad et Al-Sulaimani (1993), Khaddaj (1992), Guiras-Skandaji (1996) ... le taux et la pression de gonflement donnés par la méthode de gonflement libre sont plus élevés que ceux donnés par les autres méthodes de gonflement, la méthode de gonflement sous charges constantes donne des valeurs faibles et la méthode à volume constant donne des valeurs moyennes qui se situent entre les deux.

En comparant les déformations liées au gonflement mesurées in situ et celles déterminées au laboratoire avec les différentes procédures, il semble que les valeurs de la pression de gonflement estimées à volume constant sont plus proches que celles effectivement constatées sur le terrain (Erol et al., 1987). Khaddaj (1992) est arrivé aux mêmes conclusions et il 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 (essais 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 odomètres lors d'essais à gonflement libre.

Malgré le nombre important de procédure d'essai existantes, le problème de la méthode la plus représentative des conditions in-situ et qui donne des résultats similaires avec ceux obtenus in-situ reste toujours posé, la diversité des résultats obtenus est liée au mode de chargement, aux conditions initiales de l'échantillon ainsi qu'aux erreurs relatives à la manipulation. Pour cela ces méthodes de mesure restent toujours des méthodes estimatives.

II.4. CONCLUSION

L'objectif des essais de laboratoire est de déterminer simplement mais rigoureusement les paramètres de gonflement représentatifs du comportement du terrain se développant autour de l'ouvrage.

Les méthodes mentionnées précédemment sont les plus répandues parmi les méthodes utilisées pour la caractérisation des sols gonflants en laboratoire. Cependant la méthode reflétant le potentiel de gonflement in situ est toujours recherchée. La diversité des méthodes empiriques et oedométriques reflète la complexité du phénomène de gonflement et la difficulté d'effectuer des mesures, et met en évidence les facteurs affectant le comportement de ce phénomène.

La caractérisation de gonflement ne doit pas se contenter d'une seule méthode d'estimation, mais de plusieurs méthodes afin d'avoir une idée sur le vrais comportement de chaque sol vis-à-vis des différentes sollicitations et l'influence de l'état initial.

PARTIE EXPERIMENTALE

CHAPITRE III

ÉTUDE ET CARACTÉRISATION DE CERTAINS SOLS ALGÉRIENS

Résumé du chapitre III

Ce chapitre étudie la géologie locale des différents sites traités et montre des sols argileux et marneux mélangés parfois avec d'autres matériaux non argileux. L'étude climatologique est aussi abordée, un cycle annuel de séchage humidification est constaté à travers les bilans annuels effectués sur les précipitations, le taux d'humidité et la température. Une analyse minéralogique de certains échantillons locaux est aussi abordée dans ce travail, en se basant sur des observations au MEB.

III.1. INTRODUCTION

Le nord algérien est affecté par le phénomène de retrait-gonflement à cause de la présence des formations géologiques argileuses gonflantes et d'un climat méditerranéen semi aride ; très humide en hiver et sec en été. L'étude de ces deux paramètres s'avère importante pour la reconnaissance géotechnique.

L'étude concerne quelques sites où le phénomène a été soupçonné lors de l'étude géotechnique, ces sites se situent à Alger (Dar El Beïda, Bab Ezzouar, Ouled Fayet), Boumerdès (Boumerdès ville, Beni Amrane et Bordj Ménaiél), Médéa (Nouveau pôle universitaire, Cherachria, Haouch Beyzid et deux sites à Kser El Boukhari) Tissemsilt ville et Blida (Meftah, Boufarik).

III.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE DES SITES ETUDIES

Les sites étudiés sont répartis sur le centre nord Algérien. Les régions d'Alger, Blida et Boumerdès se situent au centre du littoral algérien, par contre Médéa et Tissemsilt se situent dans les hauts plateaux d'Algérie au cœur de l'Atlas Tellien (Fig. III.1).

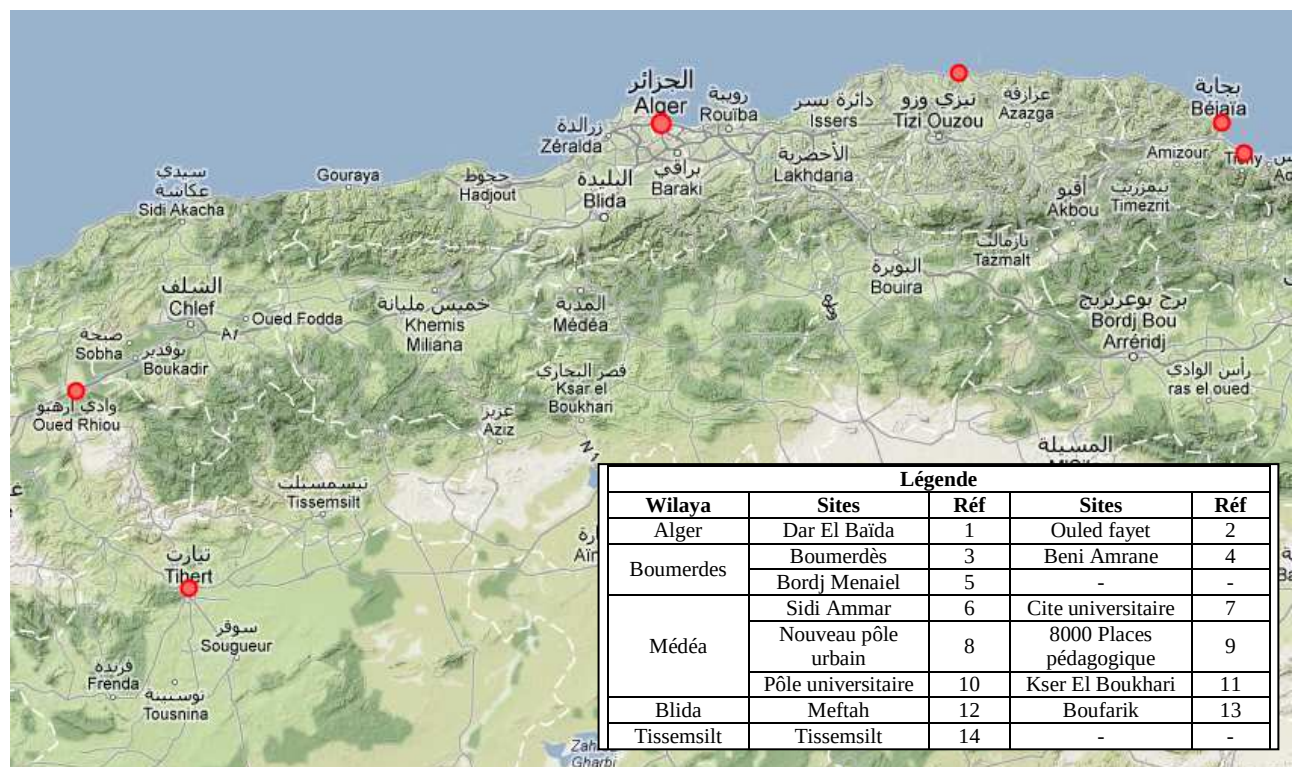


Figure III.1. Situation géographique des sites étudiés.

III. 3. GÉOLOGIE DES SITES

Le nord algérien est constitué de plusieurs formations géologiques, la localisation des sites étudiés sur des cartes géologiques a montré que la majorité des sites étudiés sont

constitués, soit d'une formation de nature argileuse, soit d'une formation de nature marneuse, et parfois argilo-marneuse. Cette formation est mélangée dans certains endroits avec un ou plusieurs matériaux à l'exemple du sable, limon, cailloux, calcaire...etc.

Le phénomène de retrait-gonflement est lié essentiellement à la quantité des minéraux argileux gonflants existants dans la formation argileuse, le potentiel de gonflement est élevé quand cette quantité est importante. La composition géologique des régions étudiées est présentée dans les paragraphes ci-dessous.

III.3.1. Sites d'Alger

La région d'Alger présente une structure géologique assez complexe (Fig. III.2). Elle peut être présentée comme un dôme métamorphique primaire bordé par des terrains sédimentaires tertiaires et quaternaires (Derriche & Chikh Lounis, 2004).

III.3.1.1. Le Primaire

Il est représenté par un socle métamorphique constitué de roches cristallophylliennes très tectonisées. Ces roches affleurent entre Ain Bénian, Bouzaréah et le port d'Alger et réapparaissent à l'ouest à Sidi Ferruch et à l'est à Bordj El Bahri.

III.3.1.2. Le Tertiaire

Il est marqué par une lacune de l'éocène et de l'oligocène. Il recouvre en discordance le socle métamorphique. On y retrouve les étages:

- a) **Le Miocène inférieur** : qui est formé de grés et de poudingues. Il est particulièrement tectonisé et possède des aires d'affleurement réduites.
- b) **Le Pliocène inférieur** : qui est argilo-marneux. Il affleure dans le Sahel, son épaisseur dépasse 200 mètres. Il est recouvert par des sédiments astiens ou par des formations plus récentes.

III.3.1.3. Le Quaternaire éboulis et formations de pentes

Le Sahel est argileux, marneux et grésocalcaire. Dans la plaine un monticule est de nature gréseuse (Fig. III.2). La plaine est recouverte d'une très grande épaisseur de sédiments et d'alluvions quaternaires.

La formation du site de Dar El Baïda (site 4) et Boufarik (site 2) est principalement constituée de quaternaire continental : alluvions, regs et terrasses.

Les sites se trouvant à Bab Ezzouar (site 3) et Ouled Fayet (site 1), font partie du Sahel qui est argileux, marneux et grésocalcaire (Derriche & Chikh Lounis, 2004).

Le site d'Ouled Fayet est constitué de :

- Pliocène supérieur composé d'un complexe argilo-sableux et parfois gréseux fossilisé qui peut comporter ou non des galets.
- Pliocène inférieur représenté essentiellement par le plaisancien argileux ou marneux compact, de couleur grise bleus ou gris foncé. Les marnes du plaisancien étant des matériaux peu perméables d'où les ressources en eaux souterraines quasiment nulles dans le secteur.

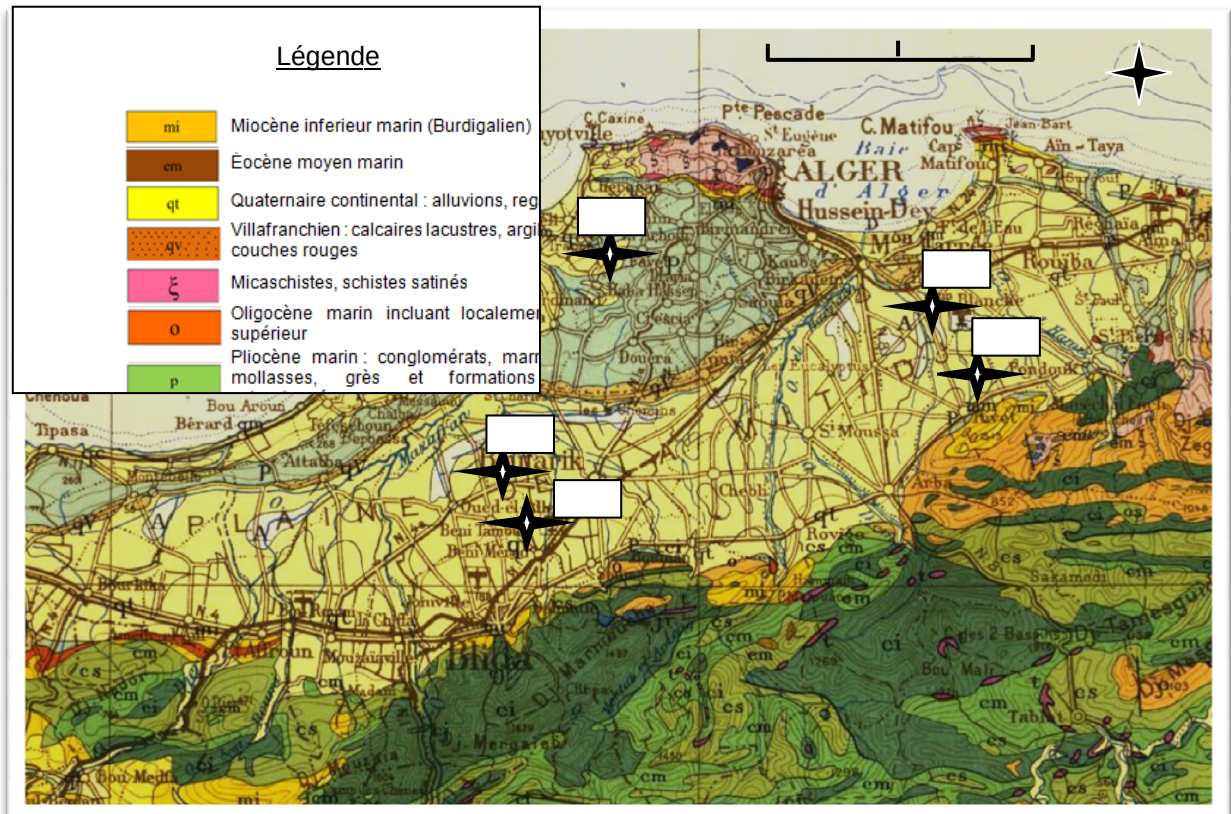


Figure III.2. Extrait de la carte géologique de l'Algérie éditée en 1951-1952 montrant la géologie des régions d'Alger et de Blida à l'échelle de 1/500,000°.

III. 3.2. Sites de Blida

La ville de Blida est située au contact de l'Atlas blidéen et de la Mitidja, localisée à 47 km au sud-ouest d'Alger. Dans cette wilaya, deux sites ont fait l'objet de l'étude : le site de Meftah (site 5) et le site de Boukarik (site 2), ces deux sites sont montrés sur la carte géologique d'Alger. Les échantillons prélevés lors des sondages de reconnaissances, montrent la présence de marnes et d'argiles, (Fig. III.2).

III. 3.3. Sites de Boumerdès

Boumerdès est une wilaya côtière du centre du pays, située à 45 km à l'est de la capitale Alger. La région se trouve au sein des chaînes de l'Atlas tellien. Les principales formations géologiques affleurantes sont :

III. 3.3.1. Les alluvions récentes

- a) Les sables dunaires ;
- b) Les sables rouges ;
- c) Pliocène Supérieur (selon l'ancienne nomenclature) ;
- d) Les marnes et les argiles bleues du Sahel : formant la base du Pliocène ;
- e) Des faciès magmatiques représentés par des roches cristallophylliennes.

Nous distinguons au nord de Boumerdès des dunes récentes tandis que le sud est dominé par des terrains d'âge villafranchien (Quaternaire) formé de calcaire lacustre, d'argile et des couches rouges sablo-limoneuses. A l'est, on observe quelques affleurements de roches ignées, (Fig. III.3).

Les résultats des sondages carottés permettent de révéler un sous sol marneux rencontré à partir de 9,00 m de profondeur, surmontés par des argiles marneuses bariolées. Ces marnes sont, parfois, localement fissurées avec des plages d'oxydes de fer. En surface, ce complexe argilo-marneux est recouvert d'un manteau d'environ 5,00 à 5,30 m d'épaisseur constitué de terre végétale et d'argiles sableuses graveleuses brunâtres.

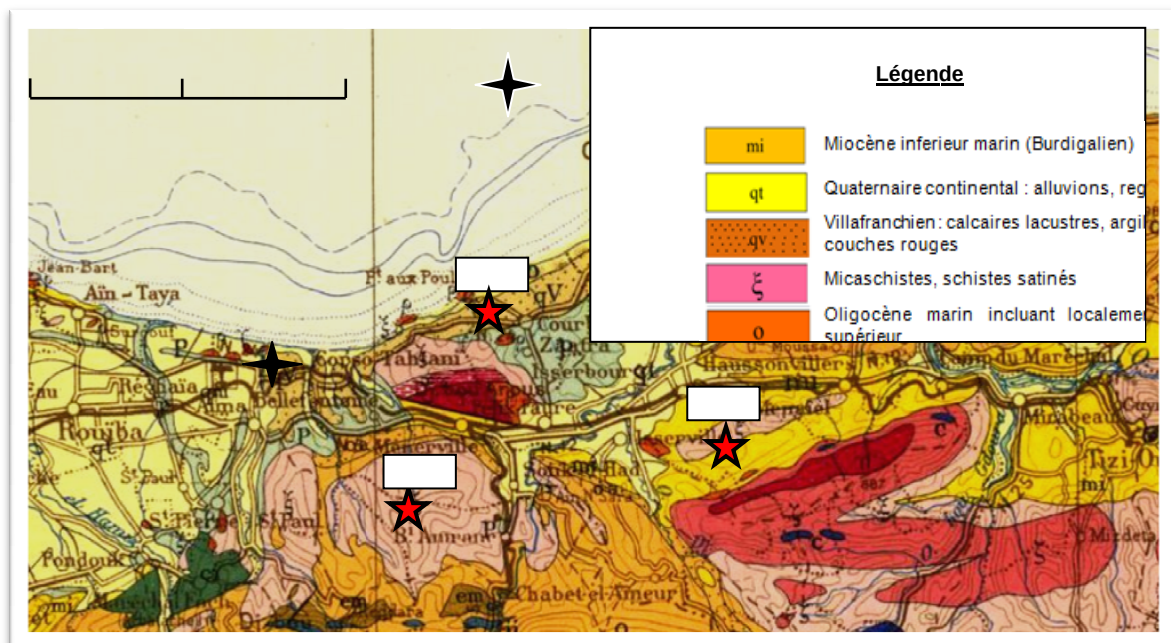


Figure III.3. Extrait de la carte géologique de l'Algérie éditée en 1951-1952 montrant la géologie de la région de Boumerdès à l'échelle de 1/500,000^e.

Sur le plan local les sites sont composés de différentes formations telles que :

- a) **Les sites de Beni Amrane (Site 3) et Bordj Menaïel (Site 2) :** Ces deux sites sont constitués de la formation géologique : Micascistes et schistes satinés cartographiés (ξ).
- b) **Les sites de Boudouaou El Bahri et de Boumerdès (Site 1) :** Sont constitués de Villafranchien : calcaires lacustres, argiles à lignite, couches rouges cartographiées (q_v)

III. 3.4. Les sites de Médéa

Le chef lieu de la wilaya de Médéa se situe à environ 80 kilomètres au Sud d'Alger, et au cœur de l'Atlas Tellien. La wilaya occupe une superficie de 8700 km². Elle est caractérisée par un relief accidenté, enserrant quelques plaines assez fertiles mais de faible extension pour s'estomper ensuite aux confins des hautes plaines steppiques, en une série de collines mollement ondulées. Une telle position stratégique a fait de la région une zone principale de transit et un trait d'union entre le Tel et le Sahara, d'une part, et entre les Hauts Plateaux de l'Est et ceux de l'Ouest, d'autre part. Les coordonnées géographiques du chef lieu, relevées au moyen d'un GPS, sont : latitude 36°17'1.5015" et longitude 2°46'34.8646". Les sites présentent en général un relief topographique relativement accidenté avec des altitudes variant entre 780 et 950 m par rapport au niveau de la mer.

Sept sites ont été étudiés à savoir (Fig. III.4 et III.5) :

- Le site des 8000 places pédagogiques à Haouch Beyzid, Médéa (site 1),
- Le site de la cité universitaire Hacène Ben Mouloud à Cherachria (site 2),
- Le site du nouveau pôle universitaire de Médéa (site 3), d'une superficie d'environ 20 hectares, situé sur une partie du plateau de Médéa comprise entre la sortie Est de la ville de Médéa et l'agglomération de Damiette (axe Médéa-Ouzera). Il présente à certains endroits des pentes importantes.
- Les sites de Sidi Ammar et du nouveau pôle urbain (sites 4 et 5).
- Les sites de la semoulerie et de l'extension à Kser El Boukhari respectivement (site 6 et site 7), Fig. III.4.

A l'échelle régionale, les formations lithostratigraphiques affleurantes sont représentées par les dépôts du Néogène post nappe ainsi que les terrains quaternaires qui reposent en discordance sur les formations albiennes et cénomaniennes (Fig. III.5). Ainsi de haut vers le bas, on rencontre les formations lithostratigraphiques suivantes :

- a) **Les formations du Quaternaire :** Les formations du Quaternaire sont représentées par des colluvions, des alluvions récentes et anciennes. Les colluvions sont représentées en général par des formations de pente : il s'agit de blocs et débris de grès de différentes tailles enrobés dans une matrice argileuse, marneuse et sableuse. Les alluvions récentes sont représentées par des blocs de différentes dimensions de nature gréseuse, carbonatés, graveleux à sableux.

Les alluvions anciennes, constituées de formations argileuses gréseuses, sont composées de galets enrobés dans une matrice argileuse.

- b) Les formations du Néogène :** Ces formations correspondent au Miocène qui est composé des terrains du Miocène inférieur, d'origine essentiellement continentale, des terrains de Miocène moyen et du Tortonien (Miocène supérieur) d'origine essentiellement marine.
- c) Le Cénomanién :** Il est composé de formations carbonatées (calcaires grisâtres stratifiés), les principaux affleurements s'observent à l'ouest de Médéa.
- d) L'Albien :** Il est composé d'une formation marno-calcaire, avec une prédominance de bancs marneux consolidés. Elle affleure le long de certains Oueds.

Sur le plan géologique local des sites 1, 2, 3,4 et 5, la zone d'étude fait partie du bassin de Médéa dont le plateau gréseux surplombe la ville et constitue le flanc nord d'un synclinal de direction axiale WNW-ESE dont le flanc sud a été érodé. Sur le plan lithostratigraphique les terrains rencontrés sur le plateau sont d'âge Miocène moyen appartenant à l'Helvétien. L'examen des affleurements de surface et de la carte géologique à l'échelle régionale, montre l'existence d'un faciès assez homogène sur l'ensemble des versants, il s'agit de la formation marno-argileuse de l'Helvétien moyen (m^3_c), série grisâtre et très épaisse (plus de 150 m). Cette série constitue le substratum des formations grésosableuses du plateau de Médéa de l'Helvétien supérieur (m^3_d)

La région de Kser El Boukhari, est constituée d'une formation géologique d'âge quaternaire, secondaire et tertiaire (Fig. III.4). La carte géologique montre que les deux sites 6 et 7 sont constitués de l'Éocène moyen marin.

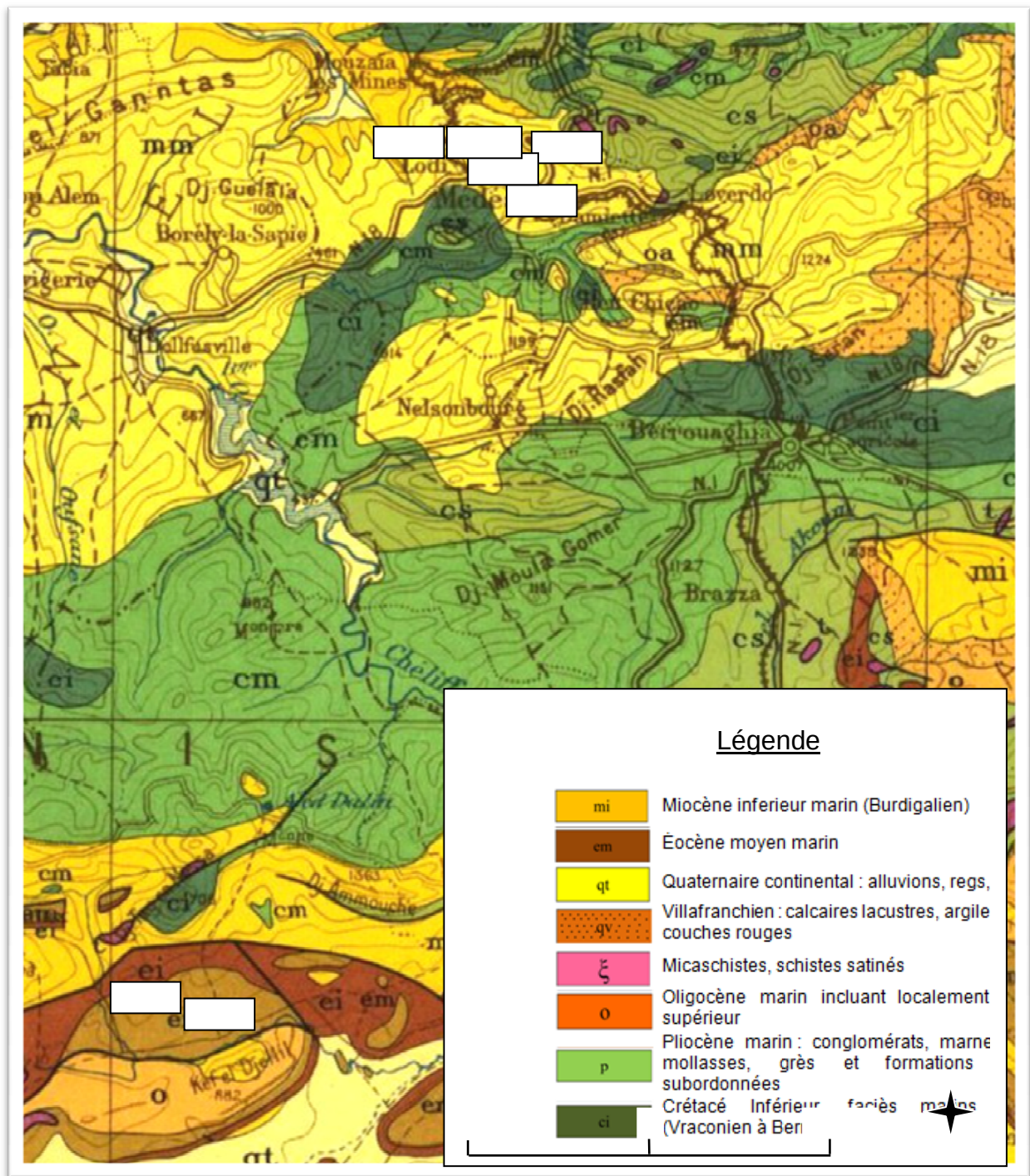


Figure III.4. Extrait de la carte géologique de l'Algérie éditée en 1951-1952 montrant la géologie de la région de Médéa à l'échelle de 1/500,000^e.

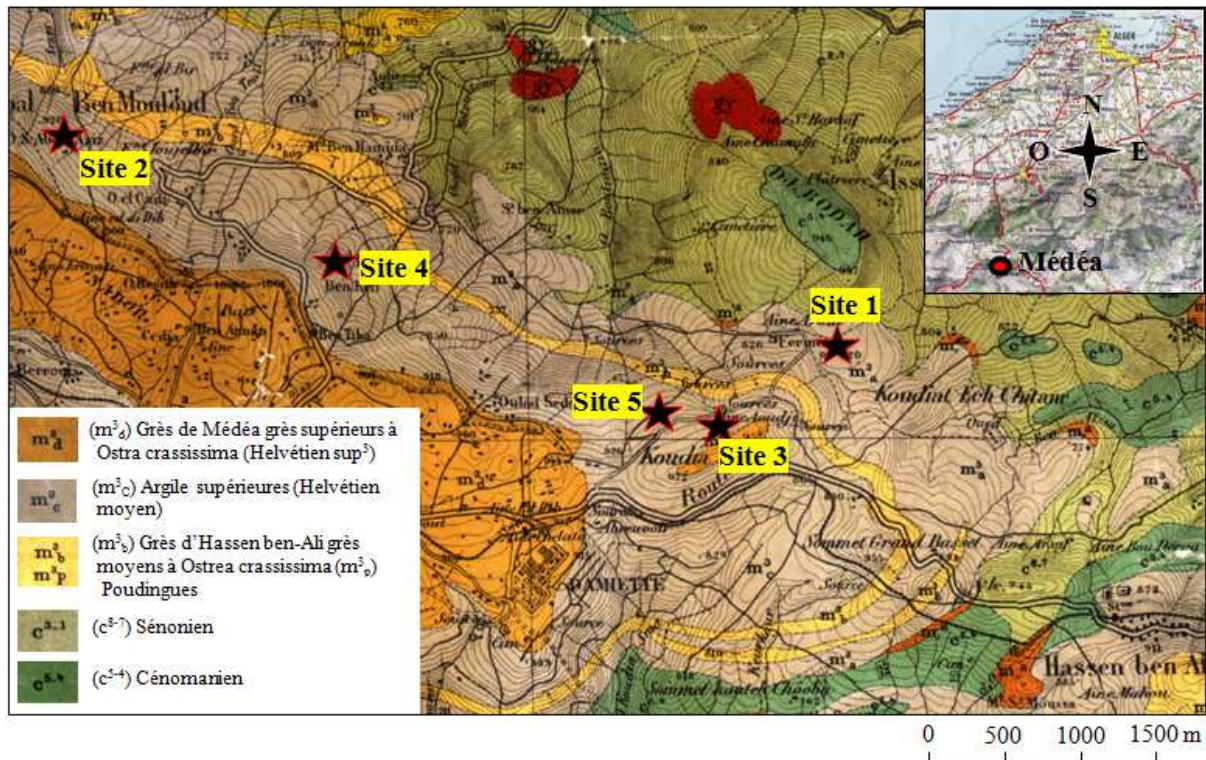


Figure III.5. Extrait de la carte géologique et topographique de la région de Médéa, feuille n°86, échelle 1/50000.

La synthèse des résultats des sondages carottés, permet de révéler un sous sol marneux, surmonté par des argiles marneuses bariolées, parfois compactes. En surface, ce complexe argilo-marneux est recouvert d'un manteau de 0,60 à 6,00 m d'épaisseur constitué de terre végétale, d'argiles limoneuses sableuses à graveleuses par endroit de couleur beige à brunâtre.

III.3.5. Site de Tissemsilt

La wilaya se situe au centre de l'Algérie à 220 Km d'Alger, dans la partie sud orientale du massif de l'Ouarsenis. Elle constitue dans cette zone une transition entre les chaînes sud Telliennes et les hautes plaines du Sersou au sud. Le site d'étude se trouve dans le centre ville de Tissemsilt (Fig. III.6).

Géologiquement, Tissemsilt est constituée principalement de Miocène inférieur marin (Burdigalien), d'oligocène marin ainsi que d'éocène moyen marin et Éocène inférieur marin. Le site étudié est constitué de miocène inférieur.

Les sondages effectués ont mis en évidence la présence des marnes légèrement graveleuses, des marnes altérées très gypseuses et des argiles reposant sur un substratum marneux très raide, parfois schisteux.

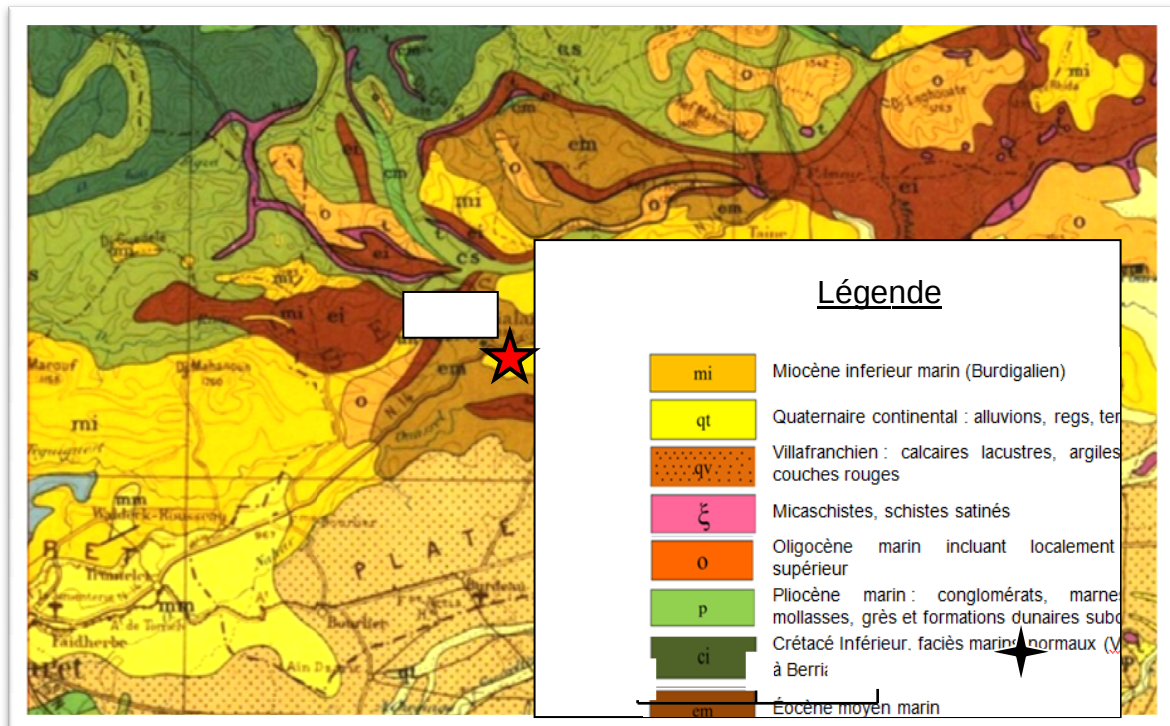


Figure. III.6. Extrait de la carte géologique de l'Algérie éditée en 1951-1952 montrant la géologie de la région de Tissemsilt (vialar) à l'échelle de 1/500,000^e.

III.4. CLIMATOLOGIE DES SITES

Les sites étudiés se situent au centre-nord de l'Algérie et ils sont soumis au climat méditerranéen et au climat continental. Un bilan climatologique régional a été réalisé à partir des données climatologiques acquises des stations météorologiques implantées par l'office national de la météorologie dans chaque wilaya des sites étudiés. Ce bilan comporte la variation moyenne annuelle des précipitations, température et humidité de la période comprise entre 1995- 2009.

III. 4.1. Le climat d'Alger

Pendant la majeure partie de l'année, le temps est doux et les précipitations sont d'une répartition irrégulière. Alger possède un climat méditerranéen tempéré marqué par une période pluvieuse relativement courte qui s'étale entre les mois de novembre et février et une période sèche qui s'étale entre les mois de mai et septembre. La saison hivernale est pluvieuse et froide, la pluviométrie est relativement élevée et sa valeur annuelle est de l'ordre de 600 mm. L'humidité relative est de 85 % et la température moyenne est d'environ 8 °C. L'été est très sec et chaud, la température moyenne atteint 27 °C en août et l'humidité relative est d'environ 63% (Fig. III.7).

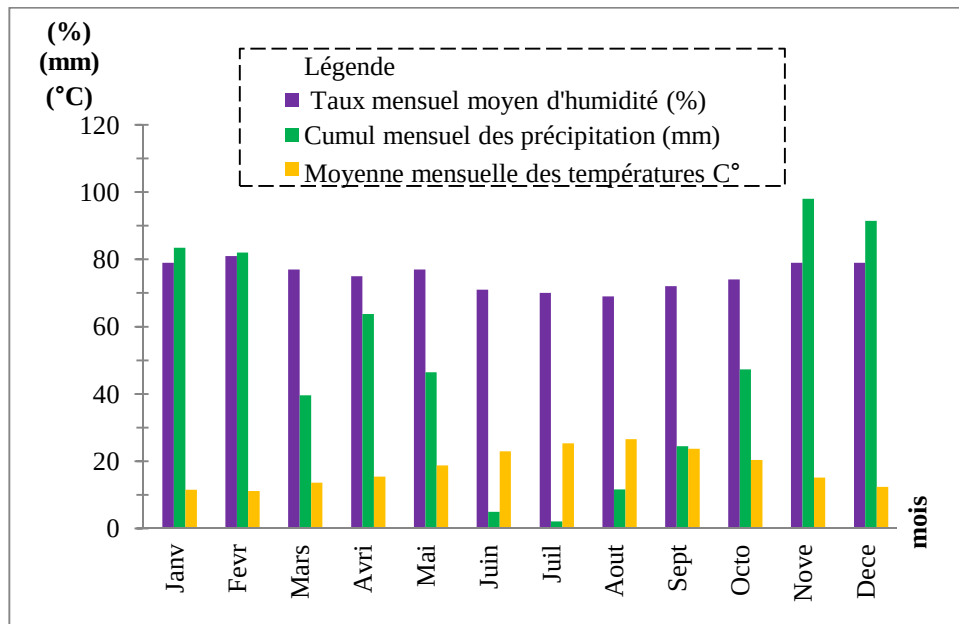


Figure III.7. Variations mensuelles des températures, humidités et précipitations de l'année 1995 jusqu'à 2009 dans le site d'Alger (données de l'office national météorologique de Dar El Beida, Alger, Algérie).

Pour apprécier la nature du climat on retient parmi les méthodes de représentation synthétique du climat, la méthode du diagramme ombrothermique (Brancucci et Nola 1993 cité par Derriche et Chikh Lounis, 2004). Ce diagramme est construit sur les données de précipitations et de températures et permet une identification immédiate des périodes de sécheresse lorsqu'elles existent, et vue la sensibilité des argiles à l'humidité on rajoute les données de l'humidité. Le diagramme ombrothermique d'Alger (Fig. III.7) montre que la période sèche s'étale de mai à septembre. Ce diagramme fait apparaître un grand écart entre les températures moyennes de l'été et celles de l'hiver et une alternance marquée des périodes sèches et humides. Cependant, le taux d'humidité ne varie pas beaucoup au cours de l'année et il tourne autour de 70%. L'air est donc humide tout le long de l'année. Ces caractéristiques ont une répercussion importante sur le comportement des sols gonflants comme les argiles et les marnes. Elles provoquent de grandes variations dans les teneurs en eau, ce qui peut se traduire par d'importants mouvements de gonflement/retrait dans ces sols.

III. 4.2. Le climat de Boumerdès

Boumerdès comme Alger, possède un climat méditerranéen tempéré. La pluviométrie est relativement élevée. Les précipitations les plus marquées tombent entre novembre et janvier, le cumul mensuel durant cette période présente 50% des précipitations annuelles qui ont une valeur d'ordre de 770 mm, mais leur répartition est irrégulière. La saison pluvieuse n'est pas très froide, la plus faible température enregistrée durant la période entre 1995 et 2009 est de 10°C. La période sèche s'étend de juin à août (Fig. III. 8). L'été est chaud, la température mensuelle moyenne est de 27 °C en août. Pendant la majeure partie de l'année,

le temps est doux et l'air est humide vue la position de la wilaya, la valeur de l'humidité est élevée durant toute l'année et elle varie autour de 68%.

Le diagramme ombrothermique de Boumerdès est tracé à partir des données prélevées de la station climatologique de Dellys. Ce diagramme est construit sur les données de précipitations, de température et d'humidité. Il montre l'existence d'un cycle humidification séchage qui se produit chaque année, la période sèche s'étale de juin à septembre et la période très humide est enregistrée entre novembre et janvier.

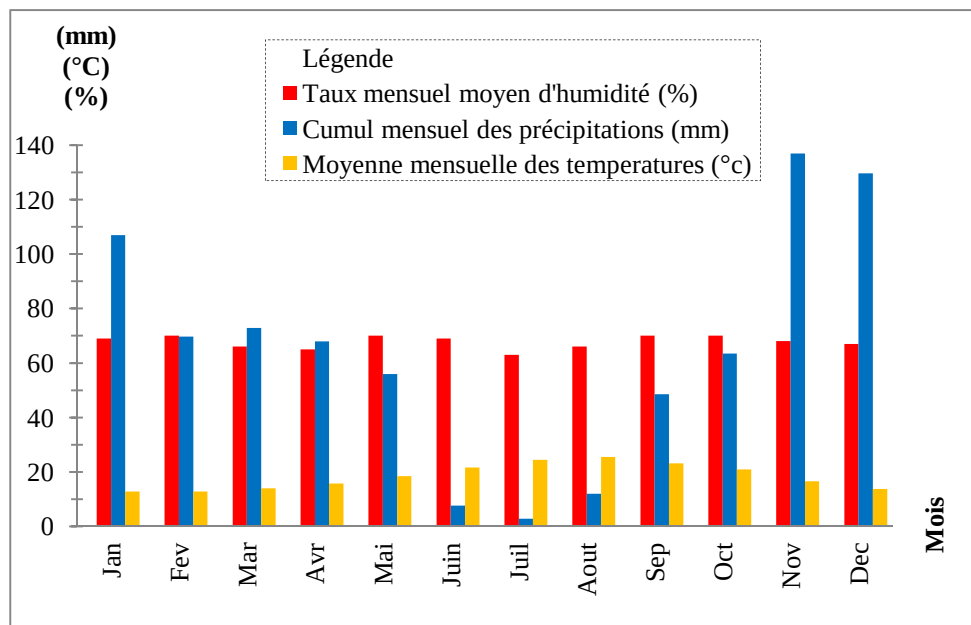


Figure III. 8. Variation mensuelle moyenne des précipitations, humidités et températures dans la région de Boumerdès durant la période 1995 - 2009 (données de l'office national météorologique de Dar El Baïda, Alger, Algérie).

III. 4.3. Le climat de Médéa

La région d'étude est caractérisée par un climat méditerranéen subhumide, sec et chaud en été avec des températures qui peuvent atteindre 35°C, et un hiver pluvieux et neigeux avec des températures oscillant autour de 0°C. La valeur de la température moyenne mensuelle enregistrée oscille autour de 15°C. Le principal des précipitations tombe en hiver pendant les mois de novembre et janvier avec une pluviométrie annuelle de l'ordre de 700 mm. Les précipitations enregistrées pendant ces trois mois représentent 50 % de la lame précipitée durant l'année.

La Figure III.9 montre l'existence d'un cycle d'humidification-séchage, se produisant chaque année depuis 1995 jusqu'à 2009. La variation du taux d'humidité est de l'ordre de 93% en hiver et de 30% en été, elle est aussi proportionnelle à la variation de la quantité des précipitations.

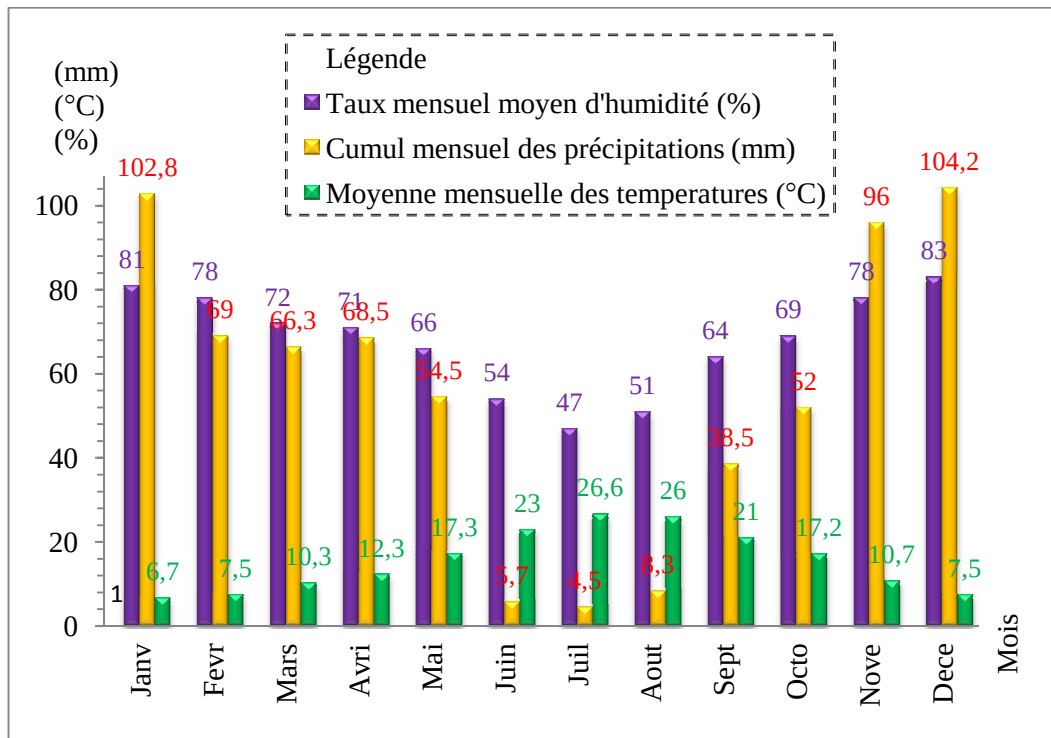


Figure. III. 9. Variation mensuelle moyenne des précipitations, humidités et températures dans la région de Médéa durant la période 1995 - 2009 (données de l'office national météorologique de Dar El Beida, Alger, Algérie).

III. 4.4. Le climat de Tissemsilt

La région est caractérisée par un climat continental sec est froid en hiver et chaud en été. Il est de type semi-aride dans le sud et le centre et subhumide dans le massif de l'Ouarsenis. La partie centrale des steppes a un régime méditerranéen semi-aride, caractérisée par une longue saison estivale sèche et chaude s'étend de mai jusqu'à octobre (Fig. III.10), la température mensuelle moyenne est de 27 °C, elle est enregistrée en mois août. La saison hivernale de la région est humide et froide. La pluviométrie est moyennement élevée, les précipitations les plus marquées tombent en novembre, décembre, janvier et avril, les précipitations moyennes annuelles sont d'une valeur d'ordre de 350 mm, mais leurs répartition est irrégulière. La saison pluvieuse est très froide, les températures atteignent 4 °C en mois de décembre et janvier et les hautes steppes subissent des périodes de gèle. Tissemsilt subit une grande différence entre les températures moyennes de l'été et celle de l'hiver.

Le diagramme ombrothermique de Tissemsilt est tracé à partir des données prélevées de la station climatologique de Tiaret. Ce diagramme est tracé à partir des données de précipitations, de températures et d'humidité. Il montre l'existence d'un cycle d'humidification séchage qui se reproduit chaque année, la période sèche s'étale de mai à septembre et la période humide est enregistrée entre novembre et janvier et aussi en mois d'avril. Le taux d'humidité est proportionnel aux précipitations, elle est à 80% en hiver et à 40% en été.

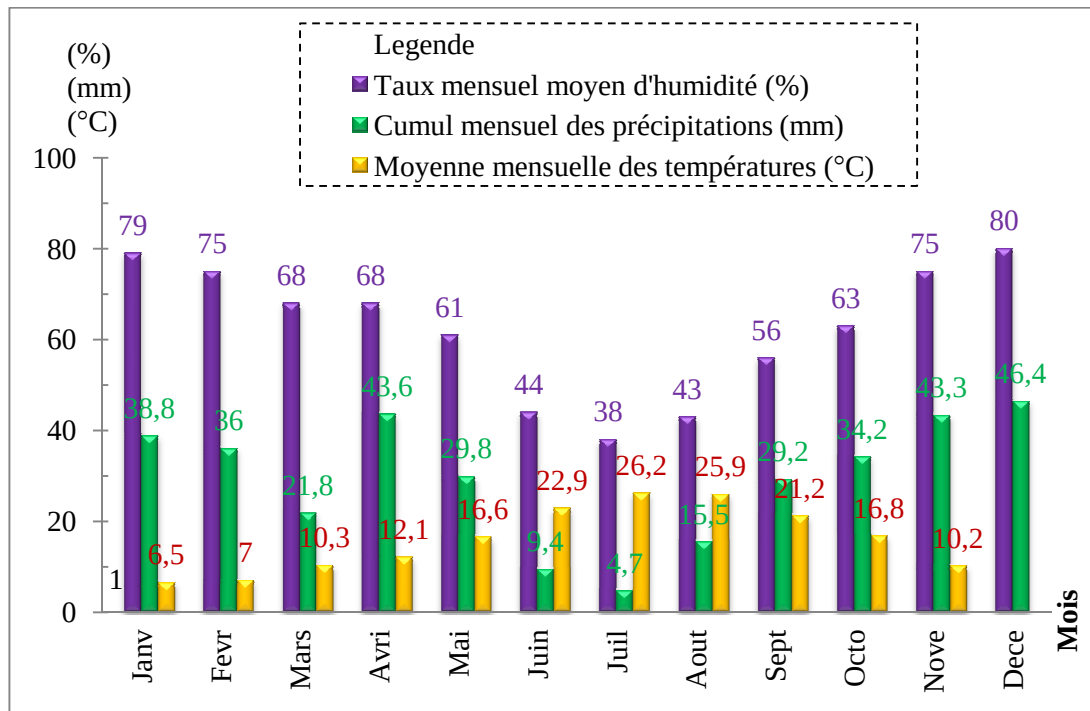


Figure III.10. Variations mensuelles des températures, humidités et précipitations de l'année 1995 jusqu'à 2009 dans le site de Tiaret (données de l'office national météorologique de Dar El Beida, Alger, Algérie).

III.5. L'ETUDE MINÉRALOGIQUE DE QUELQUES SITES ALGERIENS

L'étude minéralogique est réalisée uniquement sur des échantillons extraits des sites des wilayas de Médéa et de Boumerdès. L'objectif est de connaître les caractéristiques minéralogiques des formations argileuses étudiées telles que : l'orientation et la disposition des feuillets argileux composant les sols étudiés ainsi que leurs composition minéralogique et chimique.

Cette étude consiste à réaliser l'analyse minéralogique par la diffraction aux rayons X et les observations au microscope électronique par balayage (MEB). L'étude minéralogique et pétrographique est effectuée au Centre d'Étude et de service Technologique de l'Industrie des matériaux de construction (CETIM) situé à Boumerdès. Les essais sont réalisés sur des échantillons sous forme de poudres d'argiles d'un diamètre inférieur à $2\mu\text{m}$. Ces poudres sont obtenues par la méthode de broyage. Les observations aux MEB ont été effectuées, sur des échantillons sous forme de lames minces séchées à l'air sec, au laboratoire de microscopie électronique à balayage de l'université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou.

III. 5. 1. Principe de la diffraction aux rayons X

La diffraction permet de déduire deux types d'informations importantes : à savoir : la nature du corps étudié et sa structure. L'utilisation des rayons X est une méthode très performante pour

déterminer la structure cristalline de composés minéraux. Pratiquement tous les domaines de la physique du solide ont recours à cette méthode.

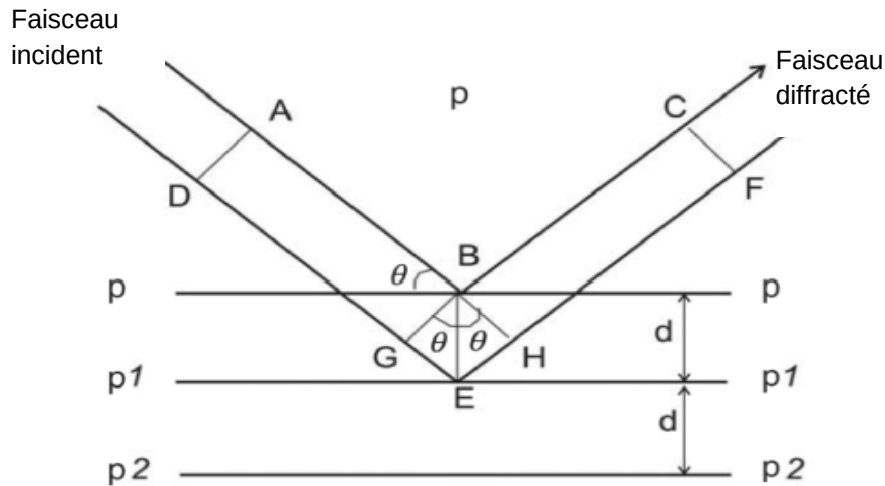


Figure. III.11. Principe de la diffraction aux rayons X.

III. 5. 2. Principe du MEB

Le microscope électronique à balayage permet d'obtenir des images de la surface de la plus part des matériaux solides, à des échelles allant de celle de la loupe ($\times 10$) à celle du microscope électronique en transmission ($\times 500.000$ ou plus). Ces images frappent en premier par le rendu très parlant du relief et la grande profondeur de champ.

La particularité du MEB est d'avoir un système de pompage différentiel qui sépare la chambre de la colonne ; ainsi la colonne est soumise à vide élevé (10^{-5} torr)*, alors que dans la chambre règne une pression de quelques Torr (0,1-20 torr) (Fig. III.12 et III.13). La pression dans le MEB est contrôlée par un flux de gaz au niveau des différents diaphragmes du système (Donald, 2000 ; ElectroScan Corporation (notice), 1999 cité par Maison, 2010). Ce gaz est en général inerte, mais on peut introduire un gaz réactif dans la chambre du MEB ; en fait, le choix du gaz est limité par ses propriétés, telles que la toxicité, l'inflammabilité et la réactivité chimique avec les composés de la chambre (ElectroScan Corporation (notice), 1999). Dans le cadre des travaux présentés ici, le gaz utilisé est la vapeur d'eau qui a, à la fois, le rôle de gaz d'ionisation pour la formation de l'image, et de fluide d'hydratation de l'échantillon.

(*) : $1 \text{ Torr} = 1,3332 \cdot 10^2 \text{ Pa}$

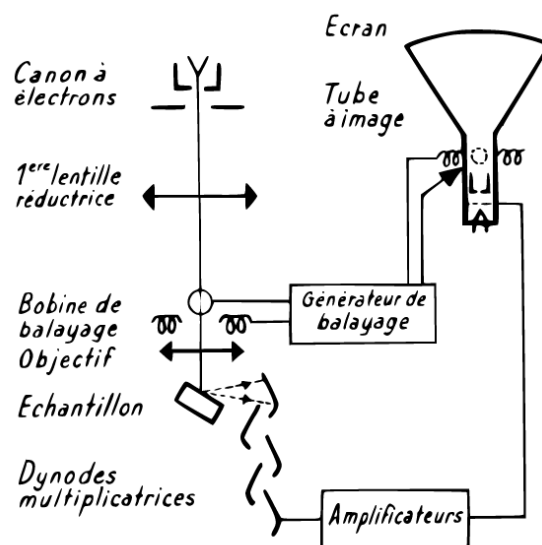


Figure III.12. Diagramme montrant le principe
du Microscopie Électronique à Balayage MEB.

Figure III.13. Le MEB utilisé pour la
réalisation des observations.

III.5. 3. Minéralogie des sites étudiés

III.5. 3.1. Les sites de Médéa

L'étude minéralogique concerne les échantillons du site Haouch Beyzid (site 1) et les échantillons du site Chrachréa (site 2). Plusieurs échantillons d'argile ont été prélevés dans la couche argileuse à des endroits distincts. Les résultats sont présentés dans la Figure III.14 a, b et c et la Figure III.15 a, et b.

L'analyse chimique montre que le pourcentage de carbonates de calcium (Ca CO_3) est réparti dans les sites de Médéa comme suit : il est compris entre 19 et 30 % dans le site 1, entre 23 et 43 % dans le site 3, inférieur à 26 % dans le site 4 et compris entre 11 et 38 % dans le site 5 avec une valeur de 55 % mesurée sur un échantillon de sol prélevé à 2 m de profondeur. Ces valeurs de la teneur en carbonates montrent la prédominance de la couche argilo-marneuse dans les cinq sites étudiés, cependant sa distribution ne couvre pas toute la surface de ces sites, car elle est interrompue par des affleurements d'une couche marneuse de faible étendue à certains endroits.

La composition chimique des sols étudiés montre que le silicium est majoritaire avec un pourcentage d'environ 48 % et un pourcentage de l'Aluminium égale à 14%, ces deux éléments sont les principaux composants des argiles (montmorillonite et Kaolinite). Le calcium (Ca_2) est présent plus que le sodium, ce qui signifie la présence d'une montmorillonite calcique mais pas avec un grand pourcentage vu le faible pourcentage de magnésium, ainsi qu'un faible pourcentage de l'illite (Tableau III.1).

Tableau III.1. Résultats d'analyse chimique Selon la norme NFP 15-467q.

Échantillon	Perte au feu	SiO ₂ Si ₂	Al ₂ O ₃ Al ₂	Fe ₂ O ₃ Fe ₂	CaO Ca ²	MgO Mg ₂	SO ₃ S ₂	K ₂ O K ₂	Na ₂ O Na ₂
Site : Haouch Beyzid, Médéa									
E10 8,2- 8,6	14,7 2	47,3 2	14,96	5,79	10,9 4	2,38	0,4	2,12	0,41
E5 5,00- 5,40	14,7 1	49,5 9	14	5,10	11,1 1	2,17	0,0 6	1,91	0,43
E7 2,4/2,8	14,9 9	48,9 7	13,05	6,02	11,5 7	2,20	0,0 6	1,74	0,5
Site : Chrachréa, Médéa									
E1 8,0-8,3	14,0 4	47,6 3	14,41	5,80	10,7 4	2,76	1,0 2	2,15	0,51
E4 3,1- 3,5	13,4 6	49,5 7	15,6	6,31	8,79	2,35	0,0 5	2,28	0,59

D'après le Tableau III.2, on remarque une répartition homogène entre le quartz, la calcite, la montmorillonite et la kaolinite. L'illite, minéral peu gonflant, est modérément présente dans les sols étudiés, alors que la montmorillonite qui est un minéral très gonflant est d'une présence moyenne. Les résultats des analyses chimiques effectuées sur les sols des sites 1 et 2, indiquent une présence moyenne des minéraux argileux gonflants. Cependant, ces pourcentages de minéraux gonflants ne peuvent pas donner des valeurs quantitatives du potentiel de gonflement,

vu la répartition de la granulométrie. Les essais de gonflement sont donc nécessaires pour quantifier le potentiel de gonflement

Tableau III.2. La composition minéralogique estimative semi quantitative.

Minéraux		E5 5,0/5,4 m	E7 2,4/2, 8 m	E10 8,2/8, 6 m		E1 8,0 / 8,3 m	E4 3,1/3, 5 m
Quartz	Haouch Beyzid, Médéa	25	26	20	Chrachréa, Médéa	23	22
Calcite		18	19	17		18	15
Dolomite		3	3	2		4	1
Albite		4	4	4		3	5
Orthoclase		6	5	8		4	6
Illite		8	7	6		12	11
Kaolinite		13	11	10		13	11
Montmorillonite		18	19	26		18	23
Gypse		-	-	2		-	-
Minéraux férrugineux		5	6	5		6	6

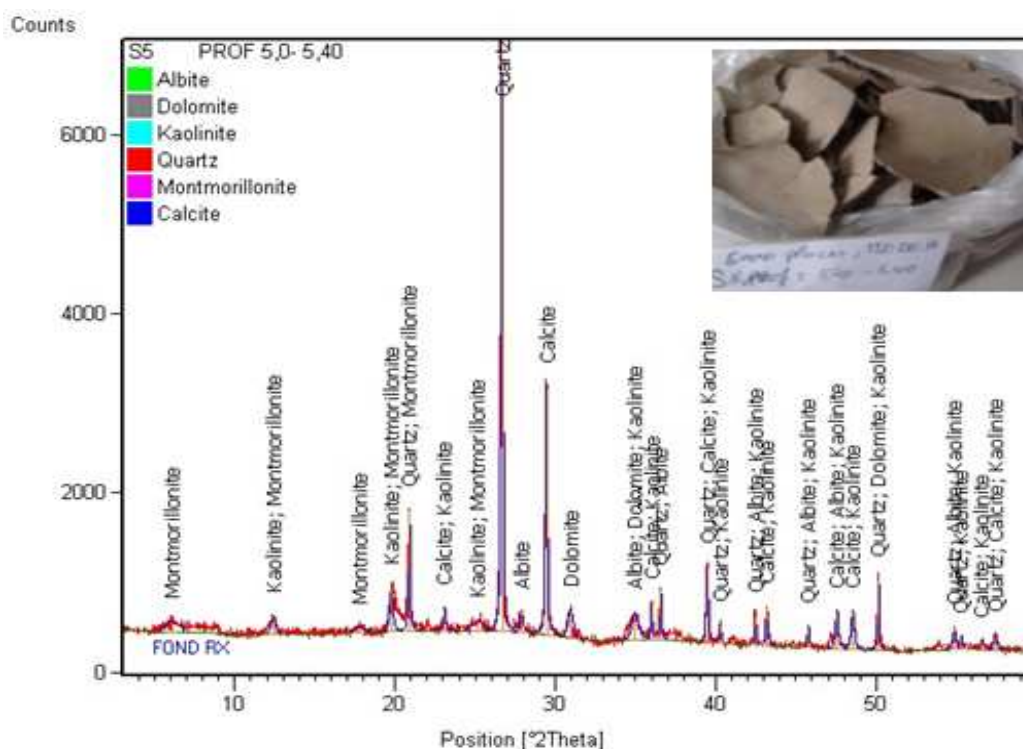


Figure III.14.a. Résultats de la diffraction aux rayons X, échantillon S5 du site 1 (Haouch Beyzid; Médéa).

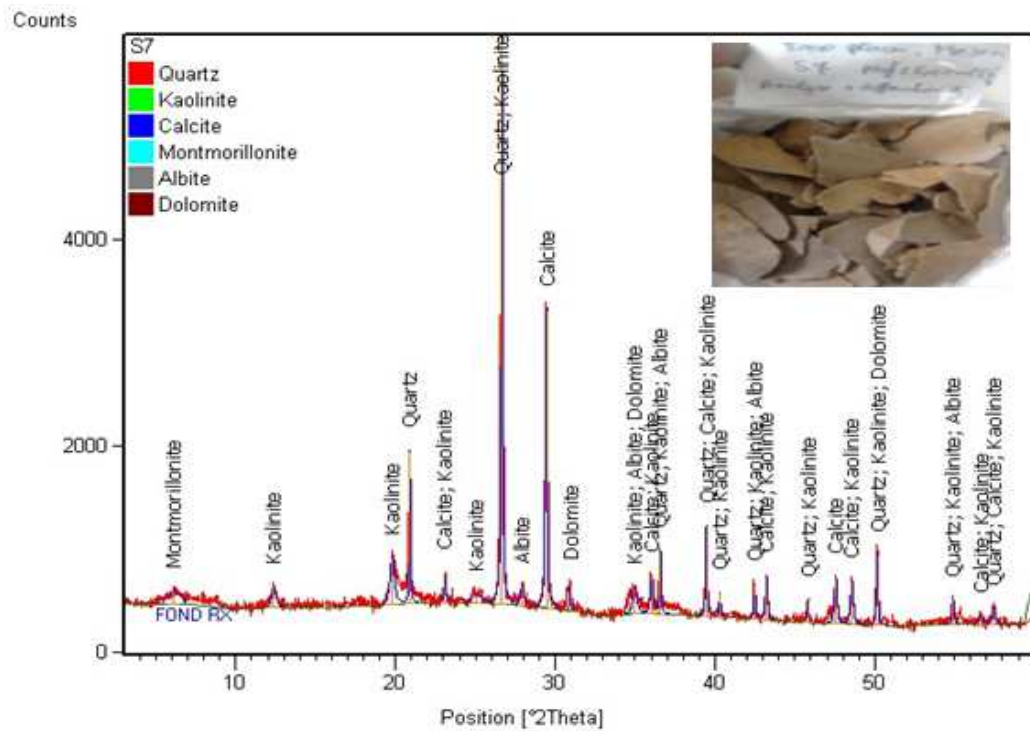


Figure III.14.b. Résultats de la diffraction aux rayons X, échantillon S7 du site 1 (Haouch Beyzid; Médéa).

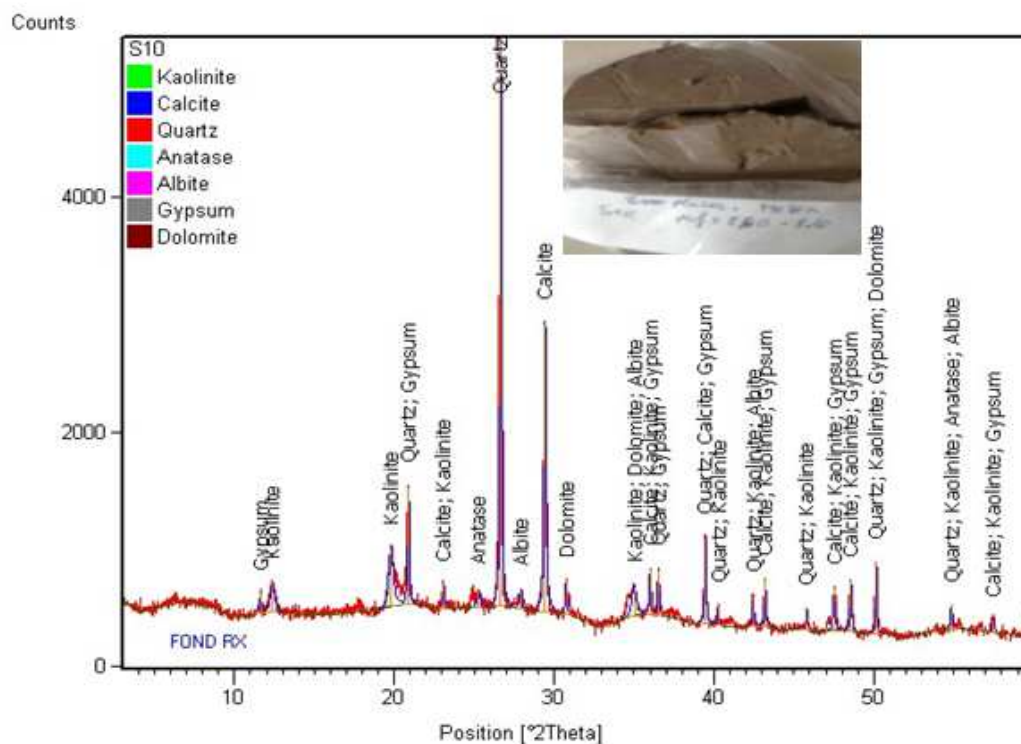


Figure III.14.c. Résultats de la diffraction aux rayons X, échantillon S10 du site 1 (Haouch Beyzid; Médéa).

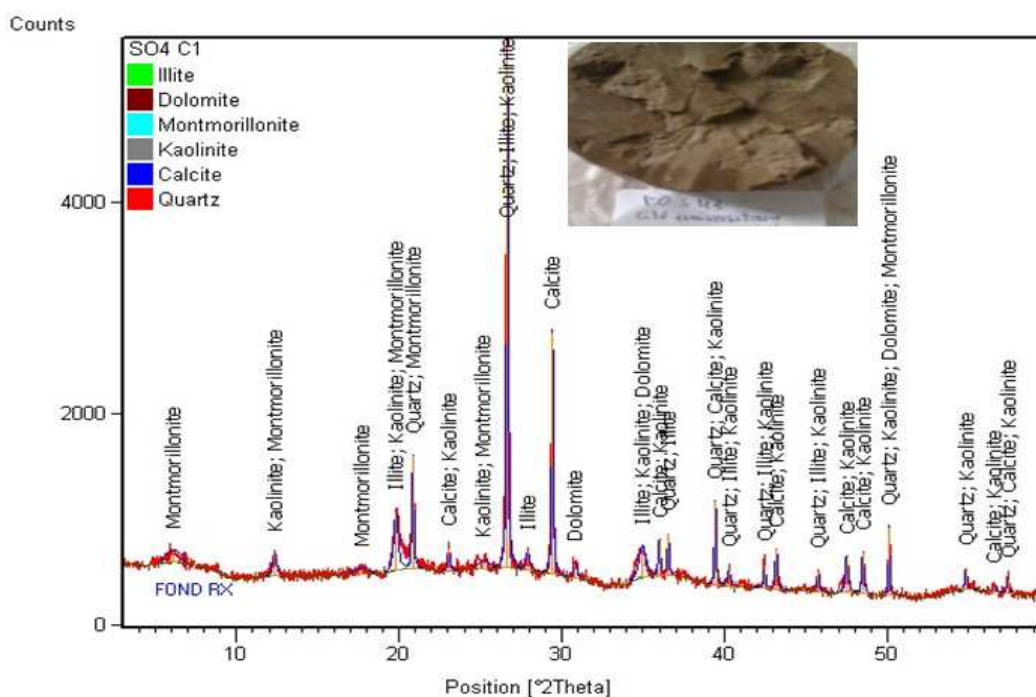


Figure III.15.a. Résultats de la diffraction aux rayons X, échantillon SO2 du site 2 (Chrachréa; Médéa).

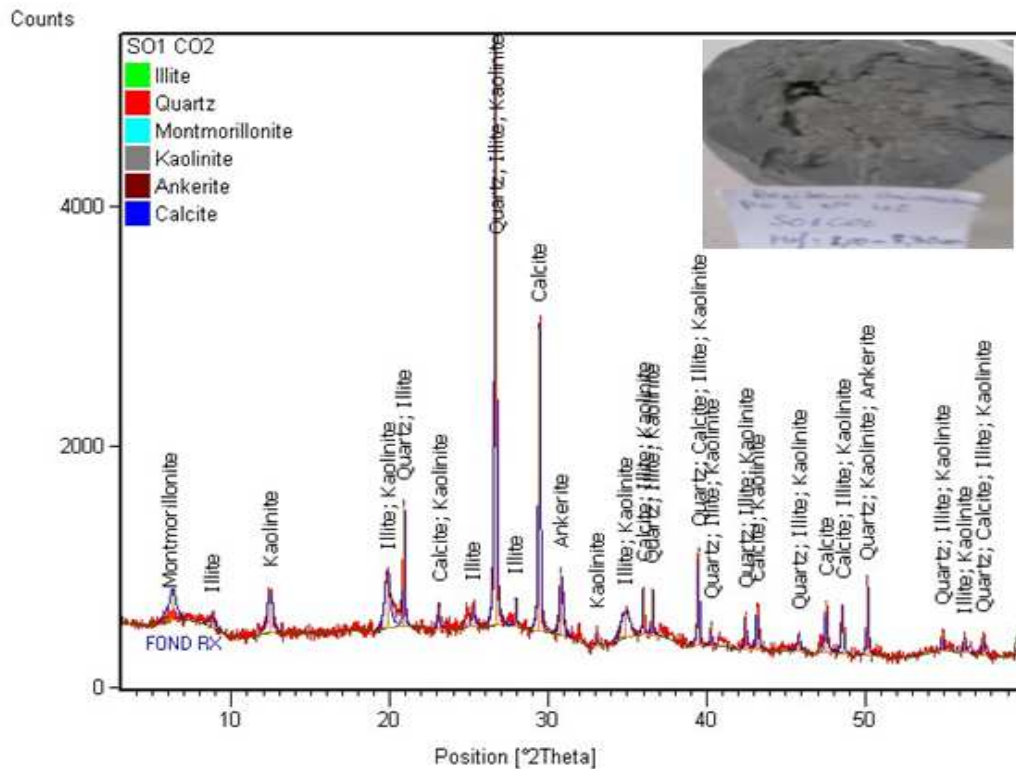


Figure III.15.b. Résultats de la diffraction aux rayons X, échantillon SO2 du site 2 (Chrachréa; Médéa).

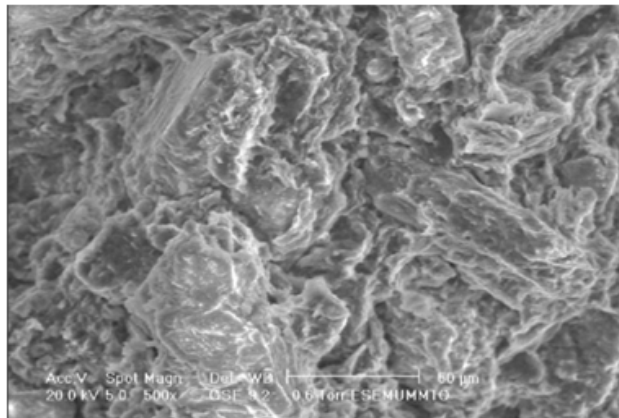
III.5. 4. Les observations au MEB

L'étude de la microstructure est réalisée sur les échantillons de Médéa et de Boumerdès.

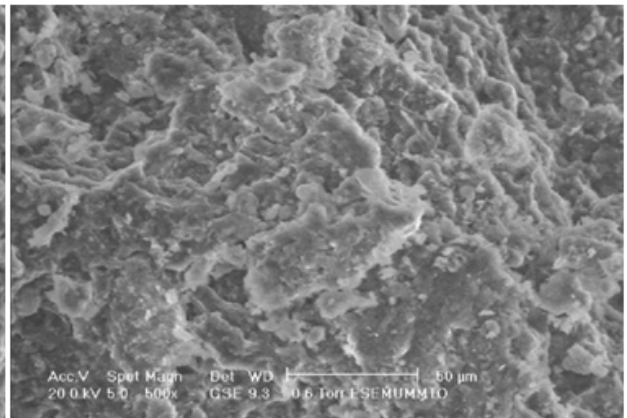
III.5. 4. 1. Les sites de Médéa

Les images au MEB prises pour certains échantillons sont présentées dans les Figures III.16, III.17 et III.18.

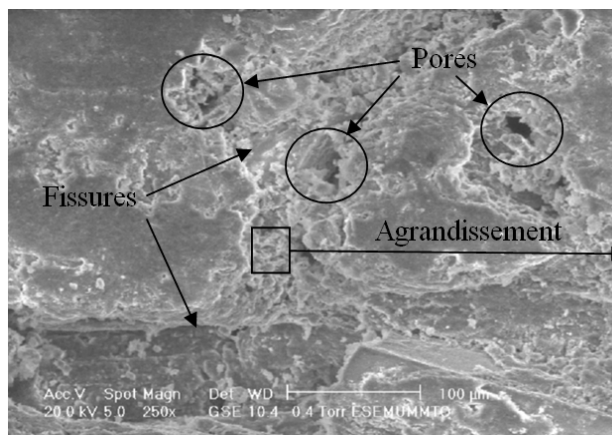
Les images au MEB ont été prises sur un microscope électronique en mode environnemental dans une chambre sous vide. Elles ne peuvent donc nous renseigner que sur l'aspect morphologique des surfaces. Ce mode permet d'analyser des échantillons non conducteurs quelque soit leur provenance ou leur forme. Des lames minces, d'une surface de 10X10 mm² et d'une épaisseur 4 mm, sont taillées à partir des échantillons et exposées à l'air sec dans une enceinte climatique (mesure de sécurité pour protéger l'appareillage du MEB). Les Figures III.16, III.17.a et III.17.b montrent que la microstructure est représentée par une matrice argileuse relativement homogène et compacte. Le plan de litage montre clairement un arrangement parallèle compact des particules argileuses suivant une coupe verticale (Fig. III. 16.a), ce même plan apparaît aussi suivant une coupe horizontale (Fig. III.16.b) avec moins de clarté. Ces observations signifient que les particules argileuses ou les agrégats argileux sont orientés parallèlement au litage de la formation (Figs. III.17. a et III.17.b).



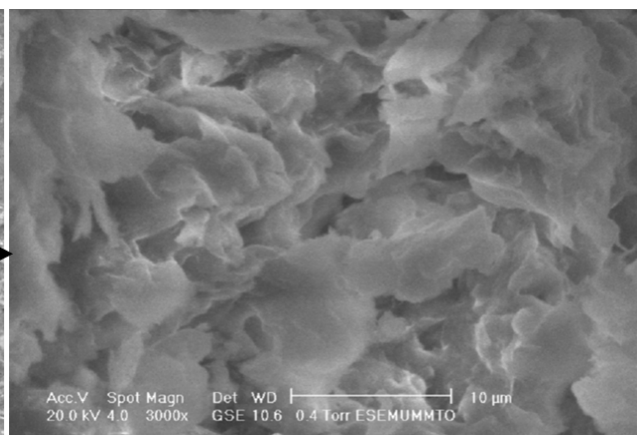
(a) : coupe verticale (x 500)



(b) : coupe horizontale (x 500)

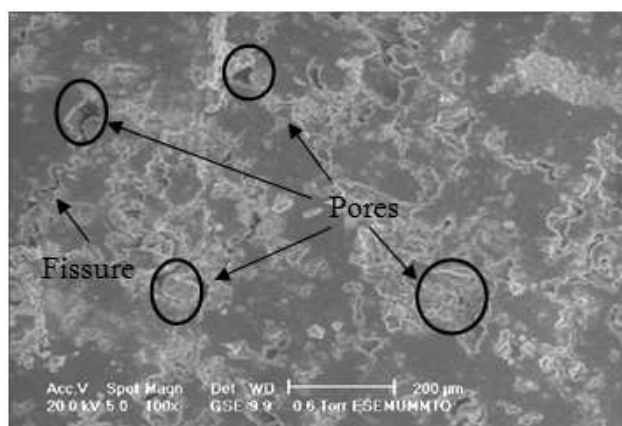


(c) : x 250

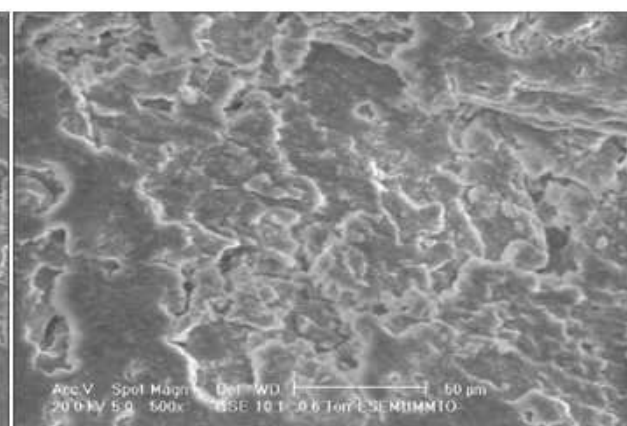


(d) : x 3000

Figure III.16 Images au MEB de deux échantillons intacts prélevés dans le site 1, (a) et (b) échantillon E6 prélevé à 5,35 m, (c) et (d) échantillon E5 prélevé à 5,00 m.



(a) : x 100



(b) : x 500

Figure III.17a. Images au MEB de deux échantillons intacts prélevés dans le site 2, (a) et (b) échantillon E10 prélevé à 0,50 m.

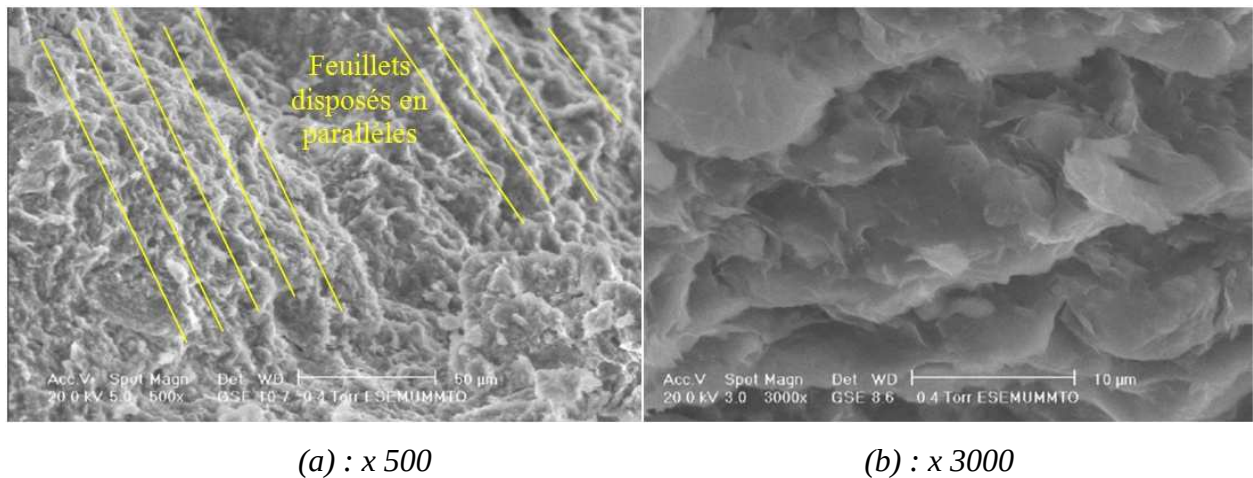
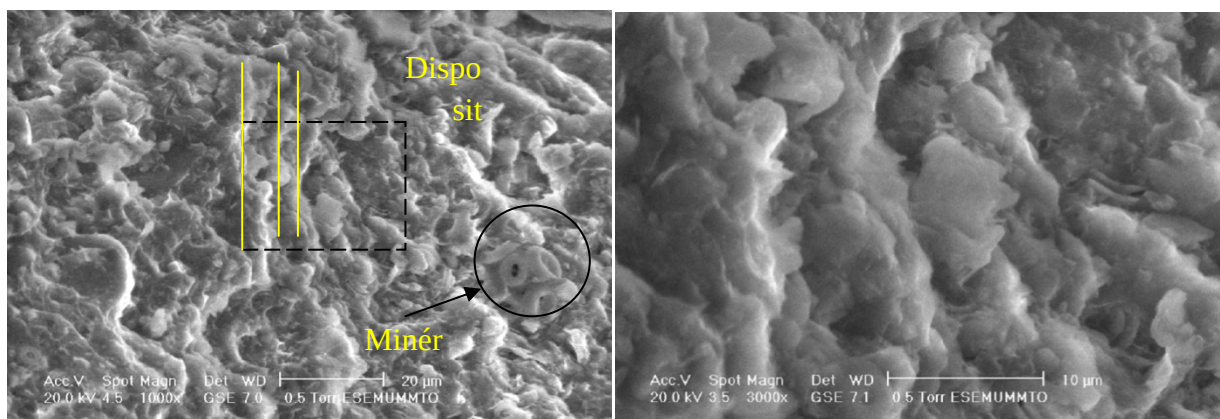


Figure III.17.b. Images au MEB de deux échantillons intacts prélevés dans le site 2, (a) et (b) échantillon E4 prélevé à 6,00 m

III.5. 4. 2. Les sites de Boumerdès.

Des échantillons intacts d'argile ont été pris à des profondeurs comprises entre 3,50 et 8,00 mètres dans plusieurs sites de la région de Boumerdès. Les images MEB des Figures III.18, III.19, III.20 et III.21 montrent les différentes microstructures ou textures des argiles étudiées selon le plan horizontal. Une disposition parallèle est observée sur les échantillons de Bordj Menaïel et Dellys (Figs. III. 18 et III.19). Les textures des trois premières figures se ressemblent dans la distribution ainsi que dans la présence des feuillets à différentes largeurs, cependant, la porosité et la nature des minéraux sont différentes. La texture comporte un mélange de minéraux argileux et non argileux ce qui permet d'avoir un milieu hétérogène.



Agrandissement X1000

Agrandissement X3000

Figure III. 18. Image MEB réalisée sur un échantillon extrait de la région de Bordj Menaïel (Boumerdès).

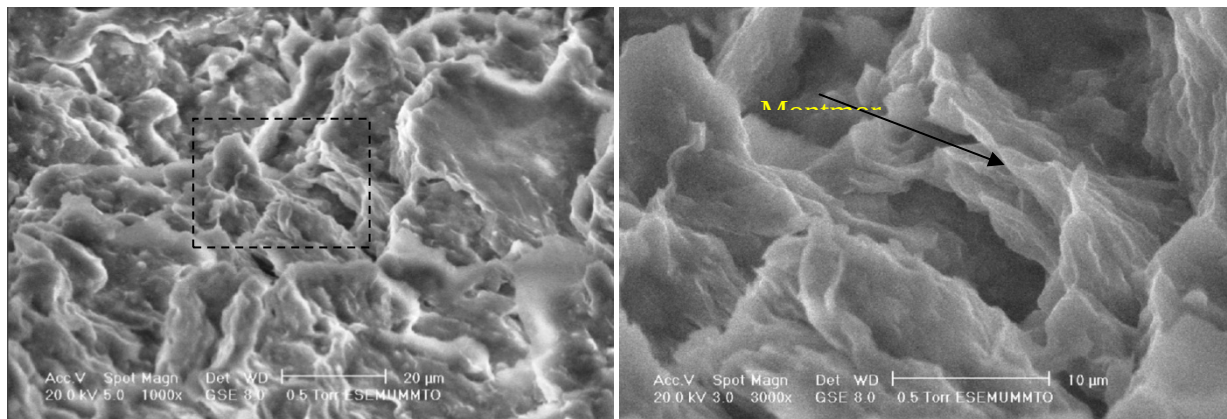


Figure III.19. Image MEB réalisée sur un échantillon extrait de la région de Dellys (Boumerdès).

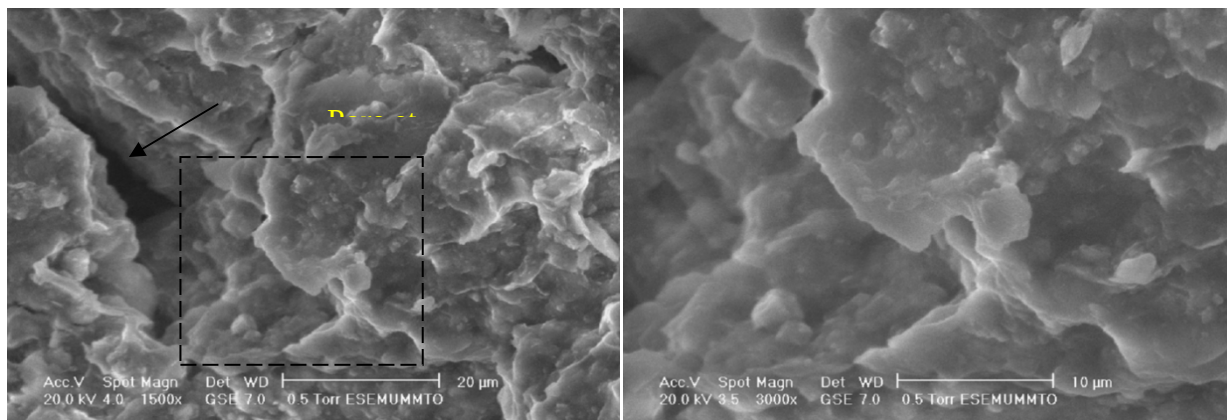


Figure III.20. Image MEB réalisée sur un échantillon extrait de la région de Legata (Boumerdès).

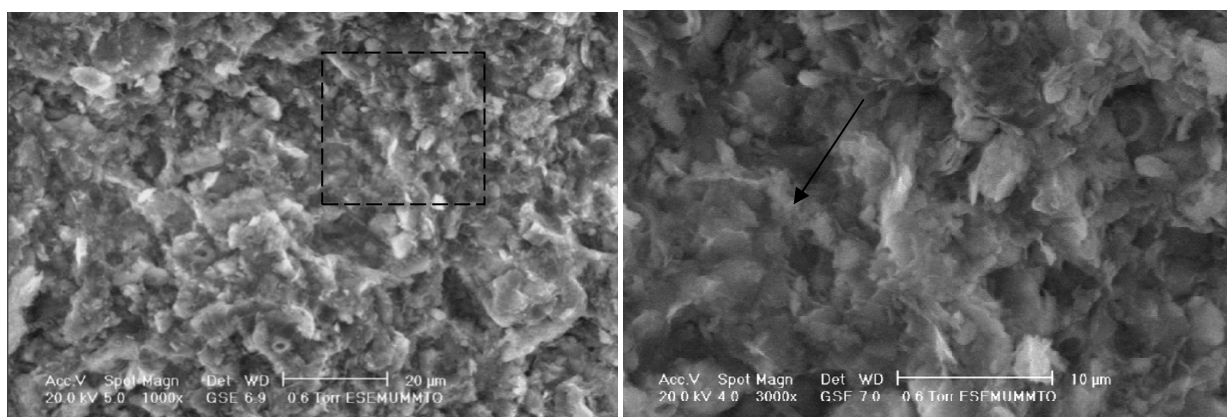


Figure III.21. Image MEB réalisée sur un échantillon extrait de la région de Sghirate (Boumerdès).

III.6. CONCLUSION

L'ensemble des sites étudiés sont composés d'une formation géologique constituée essentiellement de marne et d'argile mélangées parfois avec d'autres matériaux tels que le sable, le gypse, le gré.

Sur le plan climatique, les sites se situent au centre-nord de l'Algérie et ils sont soumis soit au climat méditerranéen, soit au climat continental. La majorité des sites étudiés sont caractérisés par des périodes sèches et d'autres très humides. L'alternance de ces périodes forme des cycles d'humidification-séchage. Ces cycles sont un facteur déclenchant du phénomène de retrait-gonflement dans les sites comportant des formations argileuses gonflantes ; en présence d'eau et d'humidité le sol augmente de volume et en présence de chaleur le sol subit un rétrécissement ce qui crée des fissures de différentes dimensions.

Les résultats des analyses minéralogiques montrent que les échantillons des deux sites étudiés de la région de Médéa ont une composition minéralogique voisine. La répartition de chaque minéral est homogène dans tous les échantillons analysés. On constate une marquante présence des minéraux non argileux tels que : le quartz et la calcite, et des minéraux argileux tels que : la montmorillonite et la kaolinite. Dans les deux sites, la présence de la montmorillonite est dominante comparant à celles de la kaolinite et de l'illite. La montmorillonite est connue pour son potentiel de gonflement élevé, contrairement à l'illite (peu gonflante) et la kaolinite (pas gonflante). De ce fait, le pourcentage de la montmorillonite, qui est d'environ 20 % dans les deux sites étudiés, doit être pris en considération dans l'étude géotechnique.

Les images MEB prises sur les échantillons des deux sites de Médéa, montrent des structures compactes et homogènes et une disposition parallèle des feuilletés. Cependant, celles observées sur les échantillons de Boumerdès montrent des structures hétérogènes, marquées par la présence des minéraux non argileux. Lors des observations au MEB, les échantillons n'ont pas réagi envers la vapeur d'eau utilisée, d'une part, grâce à la courte durée d'observation, d'autre part, grâce à l'insensibilité des échantillons étudiés.

CHAPITRE IV

ESTIMATION DU POTENTIEL DE GONFLEMENT DES SITES ETUDIES

Résumé du chapitre IV

Le présent chapitre comporte l'étude géotechnique des sites étudiés à travers une campagne de reconnaissance géotechnique. Puis, l'étude estimative du potentiel de gonflement en utilisant les méthodes indirectes (méthodes graphiques et empiriques existantes dans la littérature) et directes à partir des essais de gonflement effectués au laboratoire. En fin, une comparaison des résultats obtenus à partir des deux études est présentée et une analyse statistique est effectuée dans le but de vérifier la représentativité de l'échantillon statistique des sols traités.

IV.1. INTRODUCTION

A l'instar de beaucoup de pays du monde, l'Algérie souffre du problème de retrait-gonflement des sols, occasionnant ainsi des dégâts importants aux ouvrages. Certains sites ont fait l'objet d'étude de plusieurs chercheurs, à exemple de :

- Tas (1992), dans son étude des argiles expansives du sud de l'Algérie (Ain Amenas), affirme l'existence des sols gonflants en Algérie.
- Hachichi & Fleureau (1999) affirment que les sols gonflants sont relativement répandus en Algérie.
- Bekkouche et al (2001) ont montré que la période de sécheresse des années 1980 à 2000 a fait apparaître des risques de sols gonflants sur plusieurs ouvrages dans la région de Tlemcen.
- Benmansour (1993) ainsi que Bahar & Kenai (2002) confirment le caractère destructif des sols gonflants respectivement sur la région de Boufarik et sur la ville d'El Affroune.

A l'échelle mondial les travaux de recherche sur la caractérisation des argiles gonflantes sont très nombreux, chaque auteur essaye d'apporter un complément d'information sur le comportement des sols gonflants, vu leur complexité et l'absence d'une méthode universelle qui permet l'estimation du potentiel de gonflement. D'où l'existence d'un nombre important de méthodes. Cependant, ces méthodes peuvent être applicables dans un site et non pas dans d'autres. Les méthodes d'estimation du potentiel de gonflement les plus utilisées ont été choisies afin de tester leur applicabilité sur les sols Algériens étudiés dans cette thèse et de leur faire appel à chaque fois qu'un sol argileux est rencontré avant d'opter aux essais de gonflement.

Pour les sols étudiés, nous disposons des limites d'Atterberg, du pourcentage de la fraction argileuse et de l'activité argileuse. Pour certains sites nous disposons également des limites de retrait et des valeurs de bleu de méthylène.

Ces données sont principalement utilisées par plusieurs méthodes de classification du potentiel de gonflement. En outre, les plus utilisées sont : Seed et al. (1962) ; Snethen (1984) ; Chen (1988) ; l'établissement de recherche en bâtiment (1980) (BRE. Royaume uni) ; Komornik et David et Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) ; Williams et Donaldson (1980) ; Dakshanamurthy et Raman (1973) ; Altmeyer (1955) ; Ranganatham et Satyanarayana (1965) ; Holtz, Dakshanamurthy et Raman (1973) et Yukselen. Y et Kaya., A (2008).

IV.2. L'ÉTUDE GÉOTECHNIQUE DES SITES

La reconnaissance géotechnique permet d'avoir des données concernant les sites étudiés à travers des échantillons extraits à différents endroits et à différentes profondeurs. Ces données peuvent être obtenues à partir des essais réalisés en laboratoire et/ou in situ. Vu le coût des essais in situ, seul les essais de laboratoire sont effectués.

Le nombre des sondages carottés effectués est dépendant de la surface du projet à réaliser. La distance entre deux sondages est supérieure ou égale à 100 m. Le tableau IV.1 donne le nombre de sondages effectués pour chaque site.

Tableau IV. 1. Nombre de sondage et d'échantillons extraits de chaque site.

Le site	Nombre de sondage/échantillon	Le site	Nombre de sondage/échantillon
Dar el Baïdha	13/25	Bab Ezzouar	5/12
Ouled Fayet	17/53	Boufarik	4/12
Meftah	2/8	Boumerdès ville	10/22
Boudouaou El Bahri	3/6	Beni Amrane	5/18
Cité universitaire Chrachria	4/8	8000 places Haouch Beyzid	6/12
Nouveau pôle urbain	33/50	Pôle universitaire	33/50
Sidi Ammar	29/44	Kser El Boukhari (Semoulerie)	5/5
Tissemsilt	13/38	Kser El Boukhari (Extension)	6/8

Le nombre d'échantillon est important et le phénomène étudié est complexe ce qui a nécessité le traçage d'un programme d'essai en se basant d'abord sur les essais d'identification classiques, puis, sur les essais de gonflement en utilisant des échantillons intacts.

IV.2.1. Programme d'essais

Les propriétés physiques et chimiques mesurées pour les sites Algériens étudiés sont :

- Les limites d'Atterberg (limite de liquidité w_L , indice de plasticité I_p) selon la norme NF P 94-051, 1993.
- La limite de retrait W_r selon la norme XP P94-060-1 ;
- La granulométrie, caractérisée par le pourcentage des grains dont la dimension est inférieure à $2\mu m$ (proportion d'argile F_2 : $\% < 2\mu m$). selon NF P94-056
- L'activité de Skempton : $A_c = I_p / F_2$;
- La teneur en eau naturelle (w) selon la norme NF P94- 050;
- Le poids volumique sec (γ_d) selon la norme NFP 94-053 ;
- La valeur de bleu de méthylène VB, selon la norme P 18-592.

Les valeurs de la surface spécifique totale (S_{st}) sont déduites de l'essai de bleu de méthylène en utilisant la formule de Tran Ngoc Lan (1977) :

$$S_{st} [m^2/g] = 21 VB * (\% < 2\mu m) \quad (IV.1)$$

La masse moléculaire étant égale à 373g pour notre cas.

IV.2. 2. Résultats des essais d'identification

Les essais d'identification géotechnique peuvent donner une idée sur l'état du sol et sa consistance. La plasticité est étudiée en utilisant l'abaque de Casagrande présentée dans la Figure IV.2. Cet abaque montre que la majorité des échantillons testés sont des argiles très plastiques. La caractérisation de chaque site est donnée dans les tableaux suivants.

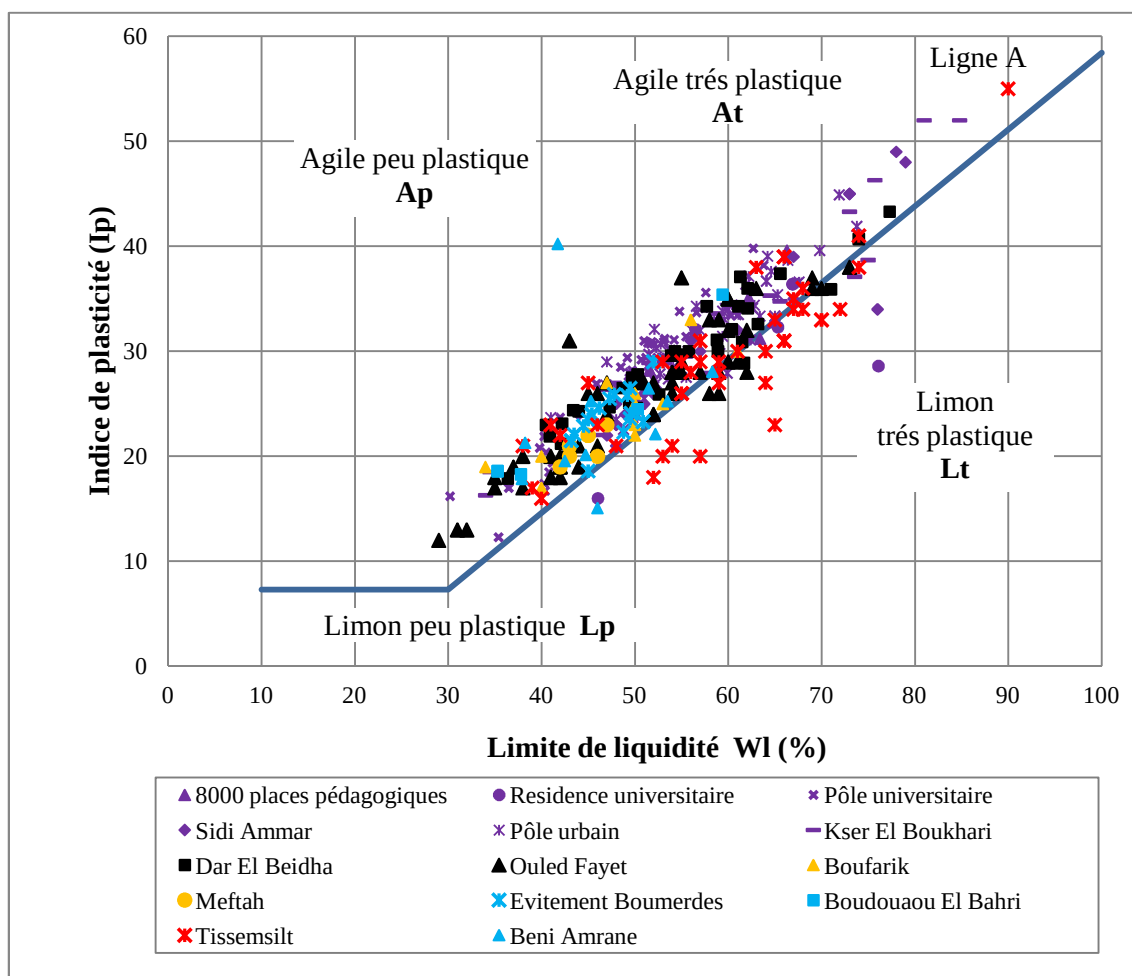


Figure IV.1. Présentation de la plasticité des sols étudiés dans l'abaque de Casagrande.

Tableau IV.2. Résultats des essais d'identification des sites d'Alger.

Paramètre	Intervalle	Caractéristique
Dar el Baïda		
Teneur en eau (%)	10,6-21,9	Sol moyennement humide, moyennement dense à dense, argileux à moyennement argileux, plastique et faiblement actif.
Densité sèche (kN/m ³)	16,6-19,9	
Fraction argileuse (%)	25-65	
Limite de liquidité (%)	36,4-63,2	
Indice de plasticité (%)	17,9-37,1	
Activité (Ac)	0,07-0,86	
Bab Ezzouar		
Teneur en eau (%)	18,05-61,9	Sol moyennement humide, moyennement dense, moyennement argileux, plastique et moyennement actif.
Densité sèche (kN/m ³)	9,7-17,8	
Fraction argileuse (%)	22-36	
Limite de liquidité (%)	32-67	
Indice de plasticité (%)	18-34	
Activité (Ac)	0,72-1,36	
Ouled Fayet		
Teneur en eau (%)	13,2-33,8	Sol moyennement humide, dense, argileux à moyennement argileux, peu plastique à plastique et faiblement actif à actif.
Densité sèche (kN/m ³)	17,6-19,8	
Fraction argileuse (%)	10-56	
Limite de liquidité (%)	29-73	
Indice de plasticité (%)	12-38	
Activité (Ac)	0,32-2,20	

Tableau IV.3. Résultats des essais d'identification des sites de Blida.

Paramètre	Intervalle	Caractéristique
Boufarik		
Teneur en eau (%)	19-32,5	Sol moyennement humide, moyennement dense, moyennement argileux à argileux, peu plastique et actif.
Densité sèche (kN/m³)	14,4-17,7	
Fraction argileuse (%)	11-43	
Limite de liquidité (%)	34-61	
Indice de plasticité (%)	17-33	
Activité (Ac)	0,57-2,20	
Meftah		
Teneur en eau (%)	15,2-22,1	Sol moyennement humide, moyennement dense, moyennement argileux à argileux, peu plastique et inactif.
Densité sèche (kN/m³)	16,5-18,4	
Fraction argileuse (%)	28-41	
Limite de liquidité (%)	42-47	
Indice de plasticité (%)	19-22	
Activité (Ac)	0,4-0,6	

Tableau IV.4. Résultats des essais d'identification des sites de Boumerdès.

Paramètre	Intervalle	Caractéristique
Boumerdès ville		
Teneur en eau (%)	17,4 - 30,3	Sol moyennement humide, moyennement dense, moyennement argileux, peu plastique à plastique et actif.
Densité sèche (kN/m³)	14,6 - 18,2	
Fraction argileuse (%)	15 - 27,75	
Limite de liquidité (%)	43,2 - 52	
Indice de plasticité (%)	18,6 - 29	
Activité (Ac)	0,67-1,55	
Boudouaou El Bahri		
Teneur en eau (%)	8,21-12,17	Sol faiblement humide, moyennement dense, argileux, plastique et faiblement actif.
Densité sèche (kN/m³)	16,71-18,03	
Fraction argileuse (%)	36 - 43	
Limite de liquidité (%)	35,3 - 59,4	
Indice de plasticité (%)	18,3 - 35,4	
Activité (Ac)	0,4 - 0,8	
Beni Amrane		
Teneur en eau (%)	5,25 - 18,73	Sol faiblement à moyennement humide, moyennement dense à dense, argileux et d'une activité moyenne.
Densité sèche (kN/m³)	16,6 - 18,84	
Fraction argileuse (%)	36 - 50	
Limite de liquidité (%)	40 - 58,3	
Indice de plasticité (%)	17,86 - 28,07	
Activité (Ac)	0,3-0,8	

Tableau IV.5. Résultats des essais d'identification des sites de Médéa.

Paramètre	Intervalle	Caractéristique
8000 places Haouch Beyzid		
Teneur en eau (%)	17 - 30,7	Sol moyennement humide, moyennement dense à dense, argileux, très plastique et actif.
Densité sèche (kN/m³)	15,2 - 19,8	
Fraction argileuse (%)	51-62	
Limite de liquidité (%)	49,7 - 66,3	
Indice de plasticité (%)	24 - 39,6	
Activité (Ac)	1,3 - 2,3	
Valeur de bleu/surface spécifique [(ml/g) / (m2/g)]	4,73-7,44 / 99,33-156	
Cité universitaire Chrachria		
Teneur en eau (%)	4,6 -17,5	Sol faiblement humide, moyennement dense à dense, argileux, très plastique et actif.
Densité sèche (kN/m³)	15,3 -19,5	
Fraction argileuse (%)	48 - 68	
Limite de liquidité (%)	46 - 76,1	

Indice de plasticité (%)	16 - 36,4	
Activité (Ac)	1,3 - 4	
Pôle universitaire		
Teneur en eau (%)	9,1 - 25,9	Sol faiblement humide, moyennement dense à dense, moyennement argileux à argileux, très plastique et faiblement actif à actif.
Densité sèche (kN/m³)	16,3 - 19,3	
Fraction argileuse (%)	18 - 67	
Limite de liquidité (%)	30,2 - 57,6	
Indice de plasticité (%)	12,3 - 38,2	
Activité (Ac)	0,3 - 2,2	
Nouveau pôle urbain		
Teneur en eau (%)	15,6 - 27,1	Sol moyennement humide, moyennement dense à dense, moyennement argileux à argileux, très plastique et faiblement actif à actif.
Densité sèche (kN/m³)	15,6 - 18,6	
Fraction argileuse (%)	15 - 59	
Limite de liquidité (%)	46,9 - 71,9	
Indice de plasticité (%)	21,1 - 44,9	
Activité (Ac)	0,4 - 2,1	
Sidi Ammar		
Teneur en eau (%)	4 - 29	Sol faiblement humide, moyennement dense à dense, moyennement argileux à argileux, très plastique et faiblement actif à actif.
Densité sèche (kN/m³)	15,2 - 21,6	
Fraction argileuse (%)	18 - 64	
Limite de liquidité (%)	44 - 78	
Indice de plasticité (%)	21 - 39	
Activité (Ac)	0,46 - 2,07	
Kser El Boukhari (Semoulerie)		
Teneur en eau (%)	13,4 - 25,6	Sol moyennement humide, moyennement dense, moyennement argileux à argileux, très plastique et actif.
Densité sèche (kN/m³)	15,7 - 18,3	
Fraction argileuse (%)	13,5 - 54,5	
Limite de liquidité (%)	34 - 81	
Indice de plasticité (%)	16,3 - 52	
Activité (Ac)	0,9 - 1,37	
Kser El Boukhari (Extension)		
Teneur en eau (%)	14,12 - 33,13	Sol moyennement humide, moyennement dense, moyennement argileux à argileux, très plastique et moyennement actif à actif.
Densité sèche (kN/m³)	14,26 - 18	
Fraction argileuse (%)	13 - 51	
Limite de liquidité (%)	45,76 - 75,72	
Indice de plasticité (%)	22 - 37,11	
Activité (Ac)	0,45 - 1,9	

Tableau IV.6. Résultats des essais d'identification des sites de Tissemsilt.

Tissemsilt		
Teneur en eau (%)	9 - 42,9	Sol moyennement humide, à

Densité sèche (kN/m^3)	14,8 - 20,5	humide, moyennement dense à dense, moyennement argileux à argileux, plastique à très plastique, moyennement actif à actif.
Fraction argileuse (%)	19 - 61	
Limite de liquidité (%)	38 - 90	
Indice de plasticité (%)	16 - 55	
Activité (Ac)	0,30 - 1,63	
Limite de retrait/Indice de retrait (%)	10 - 14,3/25 - 54,7	

IV.3. ESTIMATION DU POTENTIEL DE GONFLEMENT A PARTIR DES MÉTHODES DE CLASSIFICATION.

Les méthodes d'estimation se basent essentiellement sur les essais d'identification physiques et chimiques effectués sur des échantillons de sol intacts ou remaniés ; elles utilisent au maximum trois paramètres jugés avoir un rapport direct avec le gonflement des argiles.

Les figures suivantes présentent les résultats de l'estimation du potentiel de gonflement. La classification de Vijayverjia et Ghazzaly (1973) se base sur la limite de liquidité et l'indice de plasticité. Le potentiel de gonflement estimé est élevé dans tous les sites étudiés à l'exception de quelques endroits dans les sites de Tissemsilt, Ouled Fayet et Haouch Beyzid ; ces sites sont estimés d'un potentiel non gonflant (Fig. IV.2).

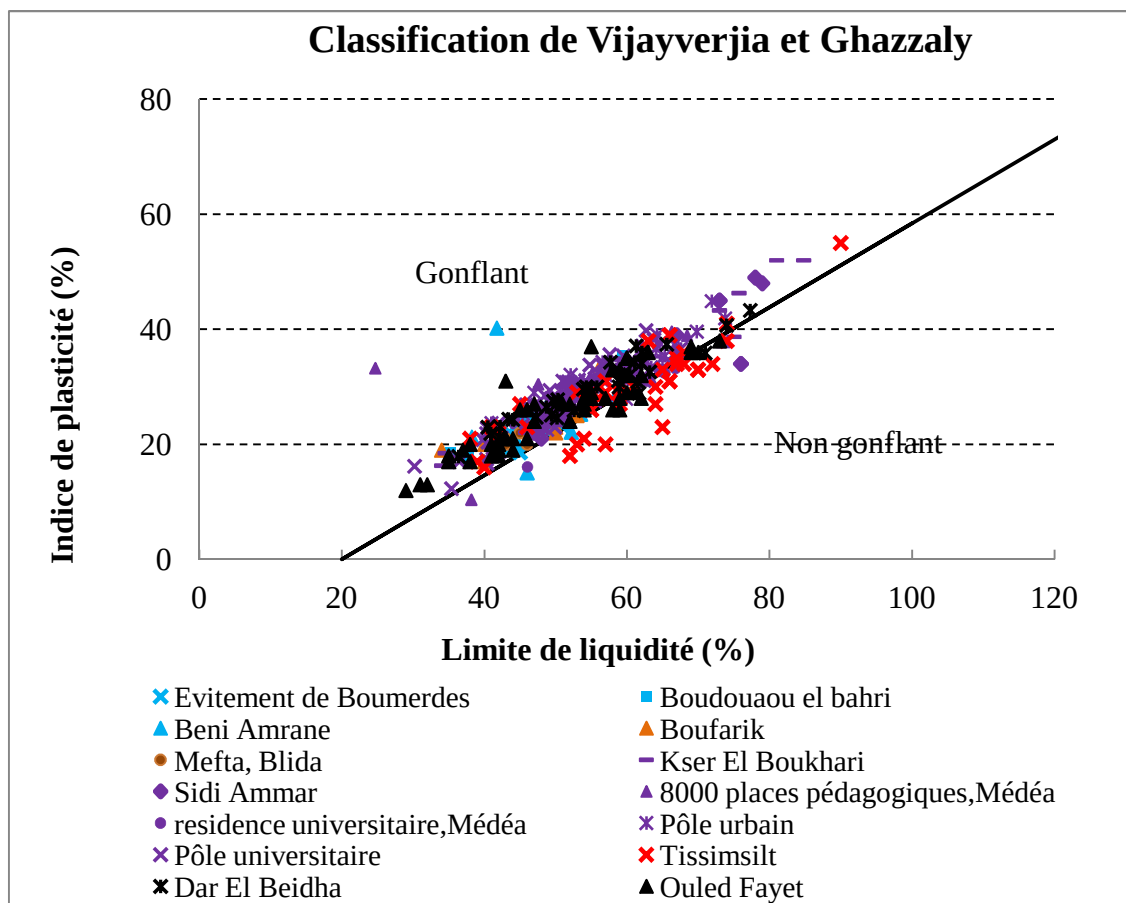


Figure IV.2. Classification des sites étudiés selon la méthode de Vijayvergiya et Ghazzaly, (1973).

La classification de Williams et Donaldson (1980) se base sur le pourcentage de la fraction argileuse et l'indice de plasticité. Les résultats obtenus en utilisant cette méthode permettent d'observer que tous les sites sont d'un potentiel de gonflement moyen, à l'exception de quelques endroits du Pôle urbain, de Tissemsilt et de Dar El Baïda, où le potentiel de gonflement est estimé élevé (Fig. IV.3). Certains endroits des sites de Haouche Beyzid (8000 places pédagogiques), Ouled Fayet et Boufarik ont un potentiel de gonflement faible.

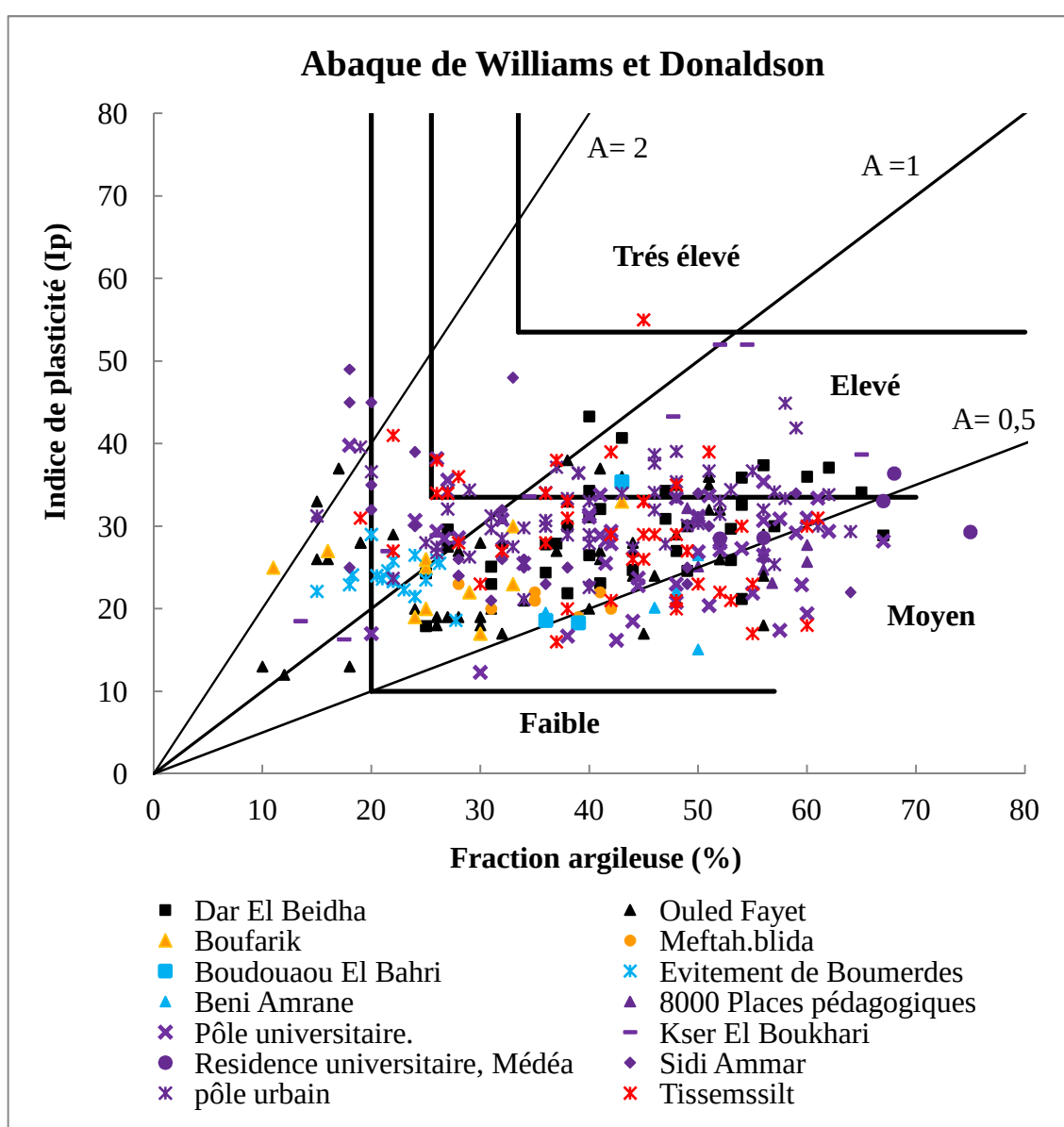


Figure IV.3. Classification des sites étudiés selon la méthode de Williams et Donaldson.

La classification de Seed et al (1962) se base sur le pourcentage de la fraction argileuse, l'activité corrigée et la plasticité. L'activité corrigée correspond à : $A_{cor} = I_p (\%) / (\text{fraction argileuse} (\%) - 10)$. Cette classification estime que tous les sites sont d'un potentiel de gonflement moyen à élevé (Fig. IV.4). Certains endroits des sites de Haouche Beyzid (8000 places pédagogiques), Ouled Fayet et Pôle universitaire sont estimés d'un potentiel de gonflement élevé.

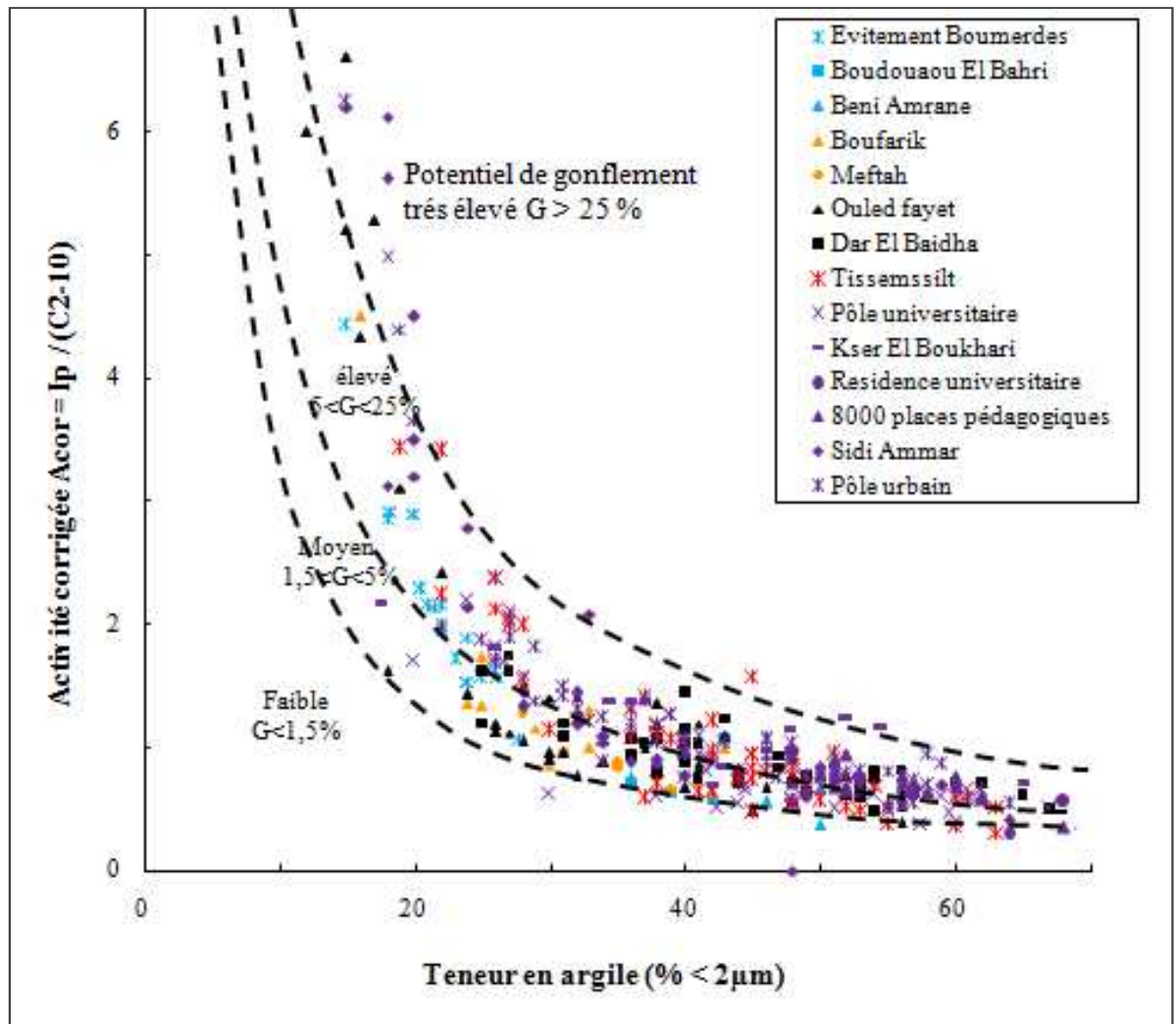


Figure IV.4. Classification des sites étudiés selon la méthode de Seed et al, (1962).

Les méthodes de classification estiment dans leur majorité que : les deux sites de Blida (Boufarik et Meftah) et le site de Beni Amrane de la wilaya de Boumerdès ont un potentiel de gonflement moyen. Les sites de Ouled fayet de la wilaya d'Alger, le site de Boumerdès ville ainsi que les deux sites de la wilaya de Médéa (nouveau pôle universitaire et Kser El Boukhari) ont un potentiel de gonflement moyen à élevé. Les sites de Tissemsilt, de Dar El Baïda (Alger), de Boudouaou el Bahri (Boumerdès) et quatre sites de Médéa (Résidence universitaire, Haouch Beyzid, Sidi Ammar et Nouveau pôle urbain) ont un potentiel de gonflement élevé. Le Tableau IV.7 récapitule les résultats d'estimation du potentiel de gonflement des sites étudiés par les différentes méthodes utilisées.

Le gonflement des argiles est un phénomène compliqué, et beaucoup de paramètres en participe. Une bonne estimation du potentiel de gonflement nécessite un bon choix des paramètres avec un nombre considérable de paramètres représentant les différentes informations sur l'argile étudiée, telles que : la plasticité, le pourcentage de la fraction argileuse, la surface spécifique, etc.

Tableau IV.7 Récapitulatif des résultats de l'estimation à partir des méthodes de classification classique.

Indice des sites Méthodes classification	T	B	M	OF	DB	BV	BA	BB	CU	HB	PU	SA	NP	KB 1	KB 2
Seed et al. 1962	E	E à M	M	E à M	E	E	M à E	E	E	E	E à M	E à M	E	E	E
Snethen (1980)	M	M	M	M	M	TE	M	E	E	E	M	E	E	TE	E
Chen (1988)	-	-	-	-	-	E à M	-	E	E	E	E à M	E à TE	E	M à E	E
l'établissement de recherche en bâtiment (1980) (BRE. Royaume uni)	TE, E et M	E à M	E à M	E à M	E	E à M	M	M	E	TE à E	E à M	E à TE	E à TE	E à M	E
Komornik et David et Vijayvergiya et Ghazzaly (1973).	E à F	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
Williams et Donaldson (1980)	E à M	M	M	E, M à F	M à E	M à F	M	E à M	E à M	E à M	E à M	M	M à E	M à F	E à M
Dakshanamurthy et Raman, 1973	E	M	M	M	E	M	M à E	E à M	-	E	M	E à M	M à E	M	-
Altmeyer, 1955	E	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Ranganatham et Satyanarayana, 1965	E	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Holtz, Dakshanamurthy et Raman, 1973	E	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Yukselen. Y et Kaya. A (2008)	-	-	-	-	-	-	-	M	E à M	M	-	-	-	-	-

Indices	T	B	M	OF	DB	BV	BA	CU	HB	PU	SA	NP	KB1	KB2	BB
sites	Tissemsilt	Boufarik	Meftah	Ouled Fayet	Dar El Baïda	Boumerdès ville	Beni Amrane	Cité universitaire Chrachréa	Haouch Beyzid	Pôle Universitaire	Sidi Ammar	Nouveau Pôle urbain	Kser El Boukhari (1)	Kser El Boukhari (2)	Boudouaou El Bahri

Noté : (TE : très élevé ; E : élevé ; M : moyen ; F : faible ; TF : très faible. La couleur orange correspond à un potentiel de gonflement intermédiaire entre élevé et moyen (M à E))

IV.4. ESTIMATION DU POTENTIEL DE GONFLEMENT A PARTIR DES METHODES EMPIRIQUES

Un ensemble de modèles empiriques est utilisé pour calculer le potentiel de gonflement pour chaque site. L'estimation est faite à base de deux ou plusieurs résultats d'essais d'identification. Les différents modèles sont présentés dans le Tableau IV.8

Tableau IV.8. Récapitulatif des calculs estimatifs de la pression de gonflement à partir des modèles empiriques.

Model empirique	Equation
Williams & Donaldson cité par Mouroux 1989	$\varepsilon_s = (7,3 - (399/l_p) - \log p_s) \times (0,525 l_p + 4,1 - 0,85w_n)$
O'Neil & Ghazzaly	$\varepsilon_s = 2,77 + 0,131Wl - 0,27 w_n$
Johnson & Snethen	$\log \varepsilon_s = 0,036Wl - 0,0833 \times w_n + 0,458$
Vijayvergiya & Ghazzaly 1	$\log \varepsilon_s = 1/12 (0,4 Wl - w_n + 5,5)$ $\log P_s = 1/12(0,4 Wl - w_n - 23,6)$
Vijayvergiya & Ghazzaly 2	$\log \varepsilon_s = 1/19,5 \times (6,242 \gamma_d + 0,65Wl - 100)$ $\log P_s = (1/19,5)\gamma_d (6,242 \gamma_d + 0,65 Wl - 100)$
Seed et al 1(ajusté par Bekkouche, 2001)	$\varepsilon_s = 0,1670877 \times A \times F + 0,8221577$
Seed et al 2 (ajusté par Bekkouche, 2001)	$\varepsilon_s = 0,1823723 \times l_p + 0,4559623$
Vijayvergiya & Ghazzaly. 1 (ajusté par Bekkouche, 2001)	$\log \varepsilon_s = 1/19,9(28,742805 \times \gamma_d + 0,22238775 \times Wl - 48,4704675)$ $\log P_s = 1/12 (0,0651096 \times Wl - 0,1512264 \times w_n + 26,8704696)$
Vijayvergiya & Ghazzaly. 2 (ajusté par Bekkouche, 2001)	$\log \varepsilon_s = 1/12(0,0964896 \times Wl - 0,08028 \times w_n + 3,0697752)$ $\log P_s = 1/19,5 (23,28378 \times \gamma_d + 0,15710565 \times Wl - 3,5600565)$
Johnson (ajusté par Bekkouche, 2001)	$\varepsilon_s = -0,0215153 \times l_p - 2,671464 \times Z - 0,8565674 w_n + 0,0023009 \times w_n \times l_p + 0,056402 \times Z \times l_p + 28,49721$
Nayak & Christensen	$\varepsilon_s = 0,0761548 \times l_p \times C / w_n - 0,222854$
Bekkouche 2	$\log \varepsilon_s = -0,1 Z + 1,06 \times A + 0,22 \times \gamma_d - 0,04 \times w_n + 0,82$ $\log P_s = -0,001 \times w_n \times l_p + 0,024 \times Wl + 0,1 \times M + 1,287$
David & Komornik, cité par kabbaj 1989	$\log P_s = 2,08 Wl + 0,00665 \gamma_d - 2,69 w_n + 0,132$

David & Komornik (ajusté par Bekkouche, 2001)	$\log P_s = 0,0079182 \times Wl + 0,6342451 \times \gamma_d - 0,00161536 \times w_n + 1,1328183$
Bekkouche 1	$\log P_s = 0,01 \times Ip + 1,26 \times \gamma_d - 0,008 \times w_n - 0,1 \times M - 0,179$

La méthode de Williams & Donaldson citée par Mouroux (1989) donne un taux de gonflement qui dépasse 100 % dans tous les sites étudiés. Les méthodes d'O'Neil & Ghazzaly et Johnson & Snethen donnent des valeurs de taux du gonflement oscillant autour de 2 %.

Les méthodes de Vijayvergiya & Ghazzaly 1 et 2 donnent des valeurs du potentiel de gonflement contradictoires entre la pression et le taux de gonflement (pressions de gonflement très faibles et taux de gonflement moyens à élevés) dans la majorité des sites. L'un de ces deux modèles se base sur la limite de liquidité et la teneur en eau et l'autre sur la densité sèche et la limite de liquidité.

Les modèles de Seed et al 1 et 2 ajustés par Bekkouche en 2001, basés sur les indices de consistance, montrent des taux de gonflement faibles à moyens dans la majorité des sites, voir tableau IV.15.

Le modèle de Vijayvergiya & Ghazzaly 1 estime, à partir des résultats du taux de gonflement, un potentiel de gonflement faible. Cependant, les valeurs de la pression de gonflement estiment un potentiel de gonflement moyen à élevé dans tous les sites étudiés. Le deuxième modèle de Vijayvergiya & Ghazzaly ajusté par Bekkouche en 2001 estime un potentiel de gonflement faible à moyen, à partir des résultats du taux de gonflement, et un potentiel de gonflement moyen à élevé à partir des résultats des pressions de gonflement, voir Tableaux IV.14 et IV.15.

A partir du Modèle de Bekkouche 2, le potentiel de gonflement estimé est très élevé avec un pourcentage de déformation verticale (taux de gonflement) dépassant 100% d'une part, d'autre part, un potentiel de gonflement moyen, élevé et très élevé (potentiel de gonflement différent d'un site à un autre) à partir des valeurs des pressions de gonflement.

La méthode de Nayak and Christensen ajustée par Bekkouche en 2001 estime que le taux de gonflement varie entre faible, moyen et élevé dans certains sites. Ce modèle ainsi que le modèle de Johnson ajusté par Bekkouche enregistrent des tassements dans plusieurs sites, voir Tableau IV.15. La méthode de David et Komornik citée par kabbaj en 1989 enregistre un potentiel de gonflement très faible à partir des valeurs des pressions de gonflement. Ce même modèle ajusté par Bekkouche en 2001 enregistre un potentiel de gonflement élevé à très élevé dans l'ensemble des sites étudiés, voir Tableau IV.10

Les différents modèles montrent l'existence du risque de gonflement, toute fois, une divergence entre les résultats d'estimation obtenus est constatée, cette divergence est aussi remarquée entre les résultats du taux de gonflement et les résultats de la pression de gonflement. Pour cela, les différents résultats doivent être confirmés par des essais mécaniques de gonflement.

IV.5. ÉTUDE DE POTENTIEL DE GONFLEMENT À PARTIR DES ESSAIS MÉCANIQUES (ESTIMATION DIRECTE)

IV. 5.1. Programme d'essai mécanique

Les essais mécaniques consistent à réaliser des essais de gonflements afin d'avoir la pression de gonflement et le taux de la déformation engendrés par le gonflement. L'absence d'une méthode de gonflement donnant des caractéristiques logiques de gonflement, semblable à celle trouvées in situ nous a poussés à réaliser des essais de gonflement en utilisant plusieurs méthodes. Les essais sont réalisés conformément à la norme Américaine ASTM D-4546-85 (1986) et à la norme AFNOR P 94-091 (1993) et XP 94-090-1 (1997). Trois méthodes sont utilisées.

- La méthode de gonflement à volume constant (AFNOR et ASTM, méthode C) ;
- La méthode de gonflement libre (AFNOR (1995) et ASTM (1986), méthode A).
- La méthode de gonflement sous un chargement (ASTM, méthode C)

Contrairement à la norme AFNOR, la norme ASTM tient compte de la correction de l'effet de remaniement en soumettant l'échantillon intacte à la charge des terres au repos avant imbibition, ce paramètre étant la seule différence entre ces deux normes.

Les Figures IV.5 et IV.6 montrent l'allure des échantillons gonflants à la fin d'essai. L'échantillon de la Figure IV.6 est obtenu à la fin de l'essai selon la procédure de gonflement libre AFNOR. On remarque qu'il déborde de quelques millimètres après gonflement. La Figure IV.7 montre aussi l'allure d'un échantillon gonflé réalisé selon la norme ASTM méthode A, l'épaisseur de l'échantillon avant essai est égale à l'épaisseur de l'anneau moins l'épaisseur de la pierre poreuse. À la fin de l'essai, l'échantillon a poussé la pierre poreuse de quelques millimètres vers l'extérieur.



Figure IV.5. Allure d'un échantillon gonflé (Procédure AFNOR de gonflement libre).



Figure IV.6. Allure d'un échantillon gonflé avec (Procédure ASTM de gonflement libre).

IV.5. 2. Matériels utilisés

L'équipement utilisé est un appareil œdométrique asservi de type Geocomp (Fig. IV.7.a). Grâce à son système de chargement, l'application d'un chargement continu et croissant est possible de manière à garder le volume de l'échantillon constant pour la méthode de gonflement à volume constant ; l'effet de traction du bras de levier est éliminé vu que l'application des contraintes sur l'échantillon est directe, problème souvent rencontré avec l'oedomètre classique. Ce dispositif a permis aussi d'enregistrer plusieurs lectures de l'ordre de 1/100 seconde pour la variable temps et 1/10000 millimètre pour le déplacement. Un programme sous forme d'un tableau destiné pour l'utilisateur est à remplir en introduisant les données de l'essai et le programme chargement-déchargement avec tous les détails (Fig. III.7.b). À la fin de l'essai, les résultats de gonflement sont donnés sous forme graphique et de tableau (Fig. IV.7. c).

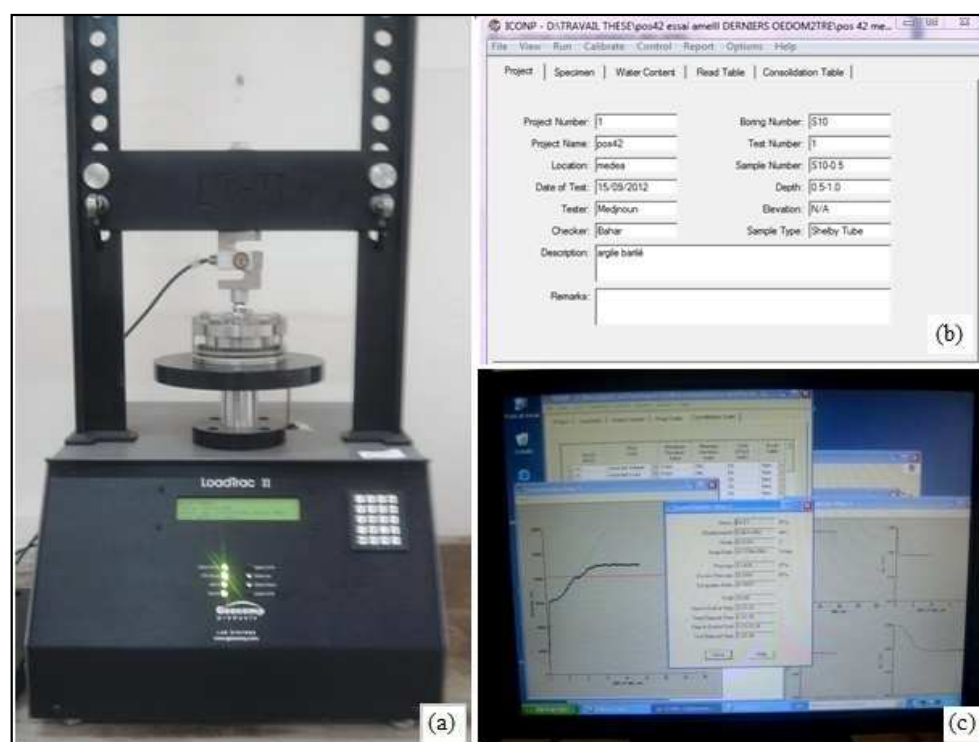


Figure IV.7. Dispositif œdométrique asservi Geocomp.

IV.5. 3. Procédure d'essai

La complexité du phénomène et la diversité des situations rencontrées ont entraîné l'apparition de nombreuses méthodes pour caractériser le gonflement. Elles peuvent être classées en quatre catégories (Serratrice & Soye, 1996) : les essais de gonflement libre, les essais sous plusieurs paliers de charge imposés, les essais de gonflement en parallèle et les essais à volume constant. En effet, il semble difficile de caractériser le gonflement des sols par une procédure unique. Chaque méthode d'essai tente de ramener les conditions in situ au laboratoire, un potentiel de gonflement très élevé correspond à un gonflement libre (exprimé en pourcentage) supérieur à 25%, un potentiel de gonflement élevé est compris entre 5 et 25 %, un potentiel de

gonflement moyen est compris entre 1,5 et 5 % et un potentiel de gonflement faible est inférieur à 1,5 %. Chen (1988) classifie le potentiel de gonflement en se basant sur des pressions de gonflement comme suit :

- Très élevé pour des pressions supérieures à 1000 kPa ;
- Élevé pour des pressions comprises entre 250 et 500 kPa ;
- Moyen pour des pressions comprises entre 150 et 250 ;
- Faible pour des pressions inférieures à 50 kPa.

L'indice de gonflement pourra aussi donner une estimation sur le potentiel de gonflement, cependant, sa valeur est indépendante des paramètres initiaux (teneur en eau et densité) car la mesure de l'indice de gonflement s'effectue après la phase de chargement dans des conditions saturées en eau (principe de Tirzaghi), ce qui engendre la modification de la densité et de la teneur en eau des échantillons.

Pour un sol très gonflant le C_g est supérieur à 17 %, pour un sol gonflant le C_g est compris entre 11% et 17%, pour un sol moyennement gonflant C_g est compris entre 7% et 11 %, pour un sol peu gonflement le C_g est compris entre 4% et 7 % et pour les sols non gonflant le C_g est inférieur à 4 %. Lorsque l'indice de gonflement C_g dépasse 7 %, on peut considérer que le soulèvement des fondations risque de poser de graves problèmes.

Les Figures IV.8 et IV.9 présentent les deux procédures d'essai de laboratoire utilisées dans l'estimation du potentiel de gonflement.

L'allure représentée dans les Figures IV.8 et IV.9 est souvent rencontrée dans les sols gonflants ; la courbe de déchargement recoupe la courbe de chargement dans la courbe réalisée avec la méthode de gonflement à volume constant.

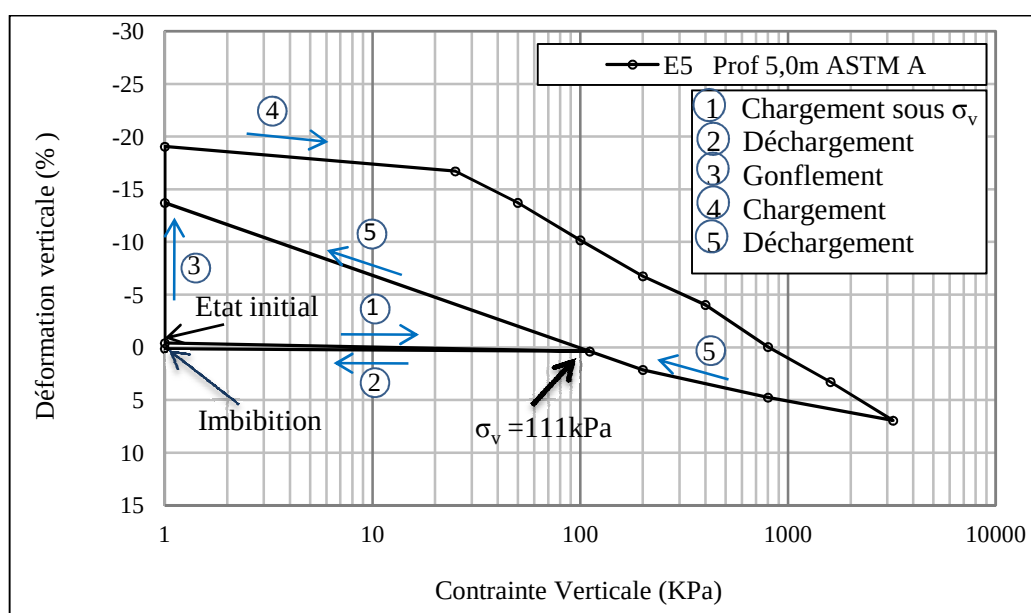


Figure IV.8. Exemple de courbes de gonflement libre méthode A selon ASTM D-4546-90.

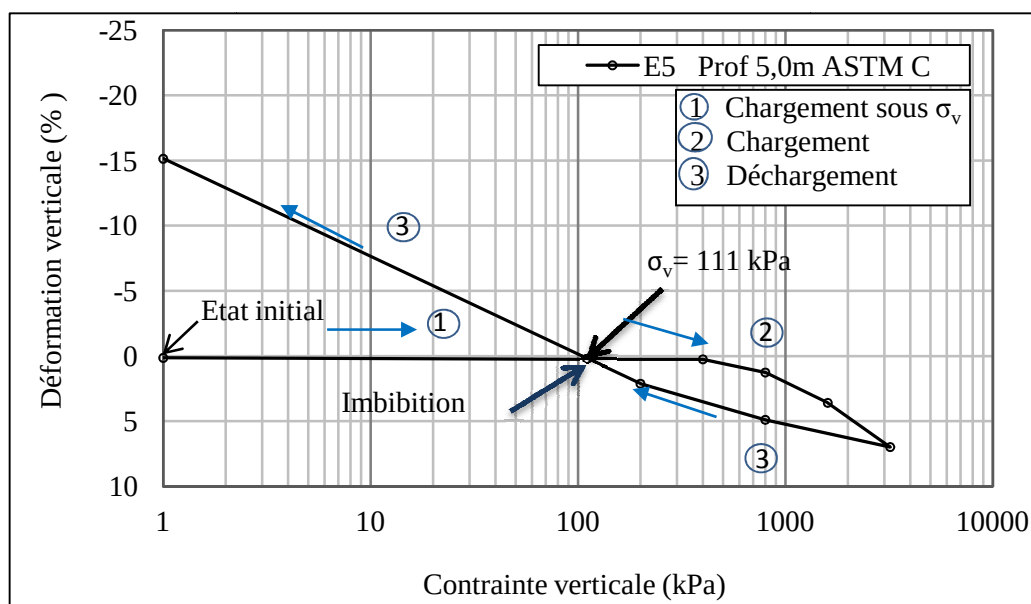


Figure IV.9. Exemple de courbes de gonflement à volume constant méthode C selon ASTM D-4546-90.

IV.5. 4. Discussion des résultats des essais mécaniques

Les caractéristiques du gonflement des différents sites sont présentées dans les tableaux ci-dessous ainsi que le caractère attribué vis-à-vis le gonflement.

Tableau IV.9. Résultats géotechniques des sites d'Alger.

Paramètre	Intervalle	Caractéristique
Dar el Baïda		
Amplitude Ag (%)	0,1-2,6	Le potentiel de gonflement est moyen
Pression Pg (kPa)	12-280	
Indice Cg (%)	2,5-11,8	
Ouled Fayet		
Amplitude Ag (%)	-	Le potentiel de gonflement est moyen
Pression Pg (kPa)	-	
Indice Cg (%)	2-14,2	

Tableau IV.10. Résultats géotechniques des sites de Blida

Paramètre	Intervalle	Caractéristique
Boufarik		
Amplitude Ag (%)	-	Le potentiel de gonflement est moyen
Pression Pg (kPa)	-	
Indice Cg (%)	3-11,9	
Meftah		
Amplitude Ag (%)	-	Le potentiel de gonflement est moyen
Pression Pg (kPa)	0,1- 325	
Indice Cg (%)	4,8-13,9	

Tableau IV.11. Résultats géotechniques des sites de Boumerdès

Paramètre	Intervalle	Caractéristique
Boumerdés ville		
Amplitude Ag (%)	0,06 - 6,86	Le potentiel de gonflement est moyen à élevé
Pression Pg (kPa)	60 – 635	
Indice Cg (%)	-	
Boudouaou El Bahri		
Amplitude Ag (%)	-	Le potentiel de gonflement est moyen à élevé
Pression Pg (kPa)	200 – 800	
Indice Cg (%)	4 - 14,3	
Beni Amrane		
Amplitude Ag (%)	-	Le potentiel de gonflement est moyen à élevé
Pression Pg (kPa)	100 – 800	
Indice Cg (%)	4,43 - 14,42	

Tableau IV.12. Résultats géotechniques des sites de Médéa.

Paramètre	Intervalle	Caractéristique
8000 places Haouch Beyzid		
Amplitude Ag (%)	5,5 - 22,2	Le potentiel de gonflement est moyen à élevé
Pression Pg (kPa)	120 – 900	
Indice Cg (%)	4,2 - 10,77	
Cité universitaire Chrachria		
Amplitude Ag (%)	10,95 - 28,86	Le potentiel de gonflement est élevé
Pression Pg (kPa)	420 – 900	
Indice Cg (%)	4,51 - 13,81	
Pôle universitaire		
Amplitude Ag (%)	1,9 - 13,7	Le potentiel de gonflement est moyen à élevé
Pression Pg (kPa)	25 – 428	
Indice Cg (%)	2,6 - 10,8	
Nouveau pôle urbain		
Amplitude Ag (%)	-	Le potentiel de gonflement est faible à moyen
Pression Pg (kPa)	17 – 190	
Indice Cg (%)	2,86 - 10,3	
Sidi Ammar		
Amplitude Ag (%)	1,5 - 8,8	Le potentiel de gonflement est moyen à élevé
Pression Pg (kPa)	20 – 311	
Indice Cg (%)	2,7 - 14,65	
Kser El Boukhari (Semoulerie)		
Amplitude Ag (%)	3,34 - 18,26	Le potentiel de gonflement est moyen à élevé
Pression Pg (kPa)	52 – 760	
Indice Cg (%)	-	
Kser El Boukhari (Extension)		
Amplitude Ag (%)	-	Le potentiel de gonflement est moyen à élevé
Pression Pg (kPa)	12 – 100	
Indice Cg (%)	1,99 - 10,8	

Tableau IV.13. Résultats géotechniques du site de Tissemsilt

Tissemsilt		
Amplitude Ag (%)	8,5 - 49,5	Le potentiel de gonflement est moyen à élevé
Pression Pg (kPa)	15 – 200	
Indice Cg (%)	3,9 - 13,7	

Les différents résultats confirment le risque de gonflement dans la majorité des sites étudiés. Cependant le degré du risque est variable d'un site à un autre.

Les sites de Dar El Baïda, Ouled Fayet, Boufarik et Meftah sont d'un potentiel de gonflement moyen. Les sites de Boumerdès ville, Boudouaou El Bahri, Beni Amrane, Haouch Beyzid, Pôle universitaire, Sidi Ammar, Kser El Boukhari (Semoulerie), Kser El Boukhari (Extension) et Tissemsilt sont classés d'un potentiel de gonflement moyen à élevé et le site de nouveau pôle urbain est d'un potentiel de gonflement faible à moyen. Un seul site est caractérisé d'un potentiel de gonflement élevé, c'est celui de la cité universitaire localisée Chrachria (Médéa).

L'analyse des résultats géotechniques montre que les sols étudiés ne possèdent pas un seul caractère vis-à-vis de gonflement, cette différence est liée à l'hétérogénéité des sols étudiés, à la profondeur des échantillons ainsi aux conditions initiales lors de l'extraction des échantillons ; ce dernier influe considérablement sur la pression et le taux de gonflement.

L'analyse des résultats des essais de gonflement réalisés, montre que la plus grande pression de gonflement ne correspond pas à la plus grande déformation verticale et le plus grand indice de gonflement ne correspond pas ni au taux ni à la pression de gonflement les plus élevés, car chaque paramètre est dépendant d'un ensemble distinct de facteurs internes et externes.

IV.5. 5. Comparaison des différents résultats issus des différentes méthodes estimatives

Une comparaison des différents résultats est effectuée dans le but de vérifier l'existence d'une concordance entre les valeurs issues de l'étude estimative à partir des modèles empiriques et les valeurs estimatives issues des essais de gonflement au laboratoire.

Les estimations effectuées à partir des méthodes de classification montre que : sept sites sur quinze (7/15) ont la même estimation que celles issue des essais de laboratoire, sept sites sur quinze (7/15) ont un potentiel de gonflement sous-estimé par rapport à celui obtenu à partir des essais de laboratoire (Tableaux IV.7, IV.9, IV.10, IV.11, IV.12 et IV.13) et un site sur quinze (1/15) a un potentiel de gonflement surestimé par rapport à celui obtenu par les essais de laboratoire.

Deux tableaux récapitulent les différents résultats obtenus à partir des modèles empiriques. Le Tableau IV.14 présente les résultats de la pression de gonflement et le Tableau IV.15 présente les valeurs du taux de gonflement.

Tableau IV.14. Récapitulatif des résultats estimatifs de la pression de gonflement à partir des modèles empiriques.

Méthodes Sites	Valeur de pression de gonflement (P_g) en (kPa)					
	Valeurs mesurées	Komornik et David	David et Komornik ajusté par Bekkouche	ijayvergiya et Ghazzaly 1 ajusté par Bekkouche	Vijayvergiya et Ghazzaly 2 ajusté par Bekkouche	Modele de Bekkouche
Dar El Baïda	12-280	0,6 -12,46	225,7-703,2	51-235,7	66,4-292,6	68-269,4
Ouled Fayet	-	0-17,9	268,4-530	4,1-250	89,3-303	0,5-404
Boufarik	-	1,34-8	207,8-465,7	109,5-173	79,8-241,4	56,8-259,7
Meftah	-	3,83-5,97	316,2-474	160-177	141-286	190,9-291,7
Boumerdès ville	60 - 635	2,84-5,85	264-412,4	137-182	95,4-335,5	74-114
Beni Amrane	100 - 800	0,5-17,5	147,8-552	100,7-338	1,7-311,5	24,73-935
Boudouaou El Bahri	200 - 800	4,51-11,7	296-559	189-274	135,8-302,7	203-583,9
Tissemsilt	15 - 200	2,0-16	233-611	99,6-284	78-384	38,6-484
Haouch Beyzid	120 - 900	3,7-12,6	289,3-713,9	149,6-230	111,7-481,6	102,7-382,9
Résidence universitaire Chrachréa	420 - 900	0,9-20,1	178-739	125,7-307,8	90-410	48,6-138,5
Pôle Universitaire e	25 - 428	0,5-9,6	165-542,7	98-270	83-331	48,6 314,5
Sidi Ammar	20 - 311	0,3-22,5	112-886	74,77-314,8	42,9-717,4	24,4-861
Nouveau Pôle urbain	17 - 190	0,5-14	165-543	99-221	108-312	48,6-363
Kser El Boukhari (1)	52 - 760	3-9	237-462	160-208	92,5-227,4	77,5-288,3
Kser El Boukhari (2)	12 - 100	4,7-17,9	330-575	159,9-206	117-216,4	116-772

Le calcul d'erreur effectué sur les pressions de gonflement montre les modèles qui donnent des valeurs proches de celles estimées par les essais de laboratoire. Les valeurs des modèles de David & Komornik et de Vijayvergiya & Ghazzaly 1 et 2 ont une erreur qui dépasse 100 %, ces modèles ne peuvent pas être applicables dans l'étude des sites étudiés. Ces mêmes modèles marquent un rapprochement de 0 après l'ajustement de Bekkouche en 2001, cependant l'erreur reste toujours très importante par rapport à la valeur autorisée (5 %). Le modèle de Bekkouche est aussi inapplicable sur les sites étudiés.

Le calcul d'erreur pour les taux de gonflement montre que les valeurs des modèles utilisés ont un écart important par rapport à l'erreur autorisée. Ces modèles sont inapplicables dans l'estimation du potentiel de gonflement des sites étudiés.

Estimation du potentiel de gonflement des sites étudiés

Tableau IV.15. Récapitulatif des calculs estimatifs du taux de gonflement à partir des modèles empiriques.

Méthodes Sites	Valeurs mesurées	Vijayvergi ya et Ghazzaly 1	Vijayvergi ya et Ghazzaly 2	Seed et al 1 Bekkouch he	Seed et al 2 Bekkouch he	Vijayvergi ya et Ghazzaly 1 ajusté par Bekkouch e	Vijayvergi ya et Ghazzaly 2 ajusté par Bekkouch e	Nayak et Christense n ajusté par Bekkouch e	Modele de Bekkouch he 2
<i>Dar El Baïda</i>	0,1-2,6	0-17,7	0-18,3	1,11-8,05	3,56-8,35	1,21-13,3	2,2-5	1,5-8,4	0-21,4
<i>Ouled Fayet</i>	-	0,1-11,6	0,36-16	2,82-7,17	2,64-7,38	1,59-7,3	0,39-5,2	0,1-7	0,8-377
<i>Boufarik</i>	-	0,2-5,5	0,3-3,6	3,66-6,33	3,55-6,47	1,3-5,5	2,1-3,8	0,7-5,4	2,6-284
<i>Meftah</i>	-	1,3-4,3	1,47-9,3	3,99-4,66	3,92-4,6	2,8-6,6	2,9-3,3	2-3,7	1,87-7,1
<i>Boumerdès ville</i>	0 - 6,86	0,46-3,22	0,36-5,16	3,9-5,66	3,84-5,7	1,7-4,9	2,7-3,4	0,7-2,3	0,1-36,6
<i>Beni Amrane</i>	-	0,07-174,4	1,41-8,62	0,8-5	0,4-7,8	0,9-7,5	1,3-4,5	-0,2-8,8	0-9,6
<i>Boudouaou El Bahri</i>	-	4-42,0	1,72-5,61	0,8-6,7	0,4-6,9	2,6-7,4	2,8-4,6	8,99-11,6	0,8-9
<i>Tissemsilt</i>	8,5 - 49,5	0-55,16	0,2-27,9	0,8-10	3,4-10,5	1,4-9,7	2,3-5	-0,2-15,7	0-42,15
<i>Haouch Beyzid</i>	5,5 - 22	0,8-13	0,49-17	9,5-22,3	4,8-7,6	2,1-13	3-4,4	3,9-8,5	6,88-239
<i>Cité universitaire Chrachréa</i>	11 - 28,8	0,34-81,6	0,61-13,46	0,82-43,6	0,4-7,1	1,4-11	1,5-6	-0,2-16,7	0,9-116144
<i>Pôle Universitaire</i>	-	0-11,22	1-11,5	0,8-7,4	0,4-7,7	1,2-8,1	1,3-4,2	-0,2-8,4	0,1-190,4
<i>Sidi Ammar</i>	1,5 - 8,8	0-105,92	0,54-63,8	0,8-9	0,4-9,39	0,57-20,9	1,1-5,2	-0,2-13,48	0,3-553
<i>Nouveau Pôle urbain</i>	-	0-10,9	0-7,43	0-8,57	0,45-8,6	1,27-7,6	1,3-4,8	-0,22-8,8	0,4-189,7
<i>Kser El Boukhari (1)</i>	3,34 - 18,26	1,4-6,83	0,8-4	3,54-6,41	3,4-6,6	1,62-5,2	2,6-4	0,85-4,4	2,9-29,8
<i>Kser El Boukhari (2)</i>	-	0,7-17,2	0,3-4,5	4,47-7,0	4,47-7,2	2,4-6,7	3,3-5,3	1,4-5,1	0,5-554

IV.6. ÉTUDE STATISTIQUE DES RÉSULTATS GÉOTECHNIQUES

IV.6.1. Analyse des variables en utilisant les statistiques descriptives

Une étude statistique a été faite sur les données des sols étudiés (Tableau IV.16). La population est composée de 316 individus.

L'analyse de ce tableau indique que les paramètres étudiant la dispersion, tels que la variance, l'écart type, l'étendu et le coefficient de variation, sont très élevés, ils montrent une forte dispersion des paramètres caractérisant le gonflement. La pression de gonflement est le paramètre qui varie le plus parmi les 9 paramètres étudiés, son coefficient de variation est fortement élevé (161,8 %), suivis par celui du taux de gonflement (98,9 %) et enfin, celui du coefficient de gonflement (43,5%). Cette dispersion résulte de l'hétérogénéité des sols étudiés.

Certains paramètres d'identification sont aussi fortement dispersés tels que : l'activité argileuse de Skempton (coefficient de variation = 50,9 %), la teneur en eau (coefficient de variation = 25,3 %) et la fraction argileuse (coefficient de variation = 34 %). Ces résultats montrent encore une fois l'influence des paramètres d'identification sur le potentiel de gonflement. On remarque aussi que parmi les variables analysées, les résultats de la densité sèche sont les moins dispersés.

Tableau IV.16 Résultats de l'analyse statistique effectuée sur les paramètres géotechniques des sites étudiés.

Statistiques descriptives									
Paramètres	γ_d	w	W_L	I_p	F	Ac	Pg	Ag	Cg
N Actifs	343	343	326	326	329	316	175	74	272
Moyenne	17,03	21,40	53,38	28,11	38,58	0,87	162,73	5,77	6,57
Médiane	17,10	20,50	52,50	28,00	38,00	0,74	80,00	4,28	6,20
Minimum	10,04	4	29	12	10	0,07	1	0,069	1,9
Maximum	21,6	52,9	79	49	67	2,72	2600	28,8	14,65
Étendue	11,56	48,9	50	37	57	2,65	2599	28,731	12,75
Variance	1,7	29,27	95,21	40,15	172,09	0,2	69293,8	32,53	8,17
Écart-type	1,3053	5,41	9,7576	6,336	13,118	0,445	263,237	5,7035	2,858
Coefficient de variation	7,7	25,3	18,3	22,5	34,0	50,9	161,8	98,9	43,5

IV.6.2. Corrélations entre les différents paramètres géotechniques

Les corrélations entre les différents résultats géotechniques des échantillons des différents sites sont données dans le Tableau IV.17.

Les matrices de corrélations montrent une bonne corrélation entre le taux de gonflement et la densité sèche, la teneur en eau, la limite de liquidité, l'indice de plasticité et la fraction argileuse. La pression de gonflement a seulement une bonne corrélation avec la limite de liquidité et le taux de gonflement. Cependant les corrélations sont modérées avec les autres paramètres. L'indice de gonflement marque une corrélation modérée avec les paramètres d'identification, résultat constaté dans les paragraphes précédents.

Tableau IV.17. Présentation de la matrice de corrélation entre les paramètres géotechniques.

Paramètres géotechniques	γ_d	w	W_L	I_p	F(%) < 2 μ m	Ac	Pg	Ag	Cg
γ_d	1,00	-0,97	0,23	0,38	0,63	-0,32	0,31	0,53	0,27
w	-0,97	1,00	-0,17	-0,28	-0,56	0,33	-0,34	-0,55	-0,20
W_L	0,23	-0,17	1,00	0,86	0,37	0,18	0,60	0,60	0,54
I_p	0,38	-0,28	0,86	1,00	0,54	0,07	0,45	0,59	0,45
F	0,63	-0,56	0,37	0,54	1,00	-0,07	0,19	0,54	0,23
Ac	-0,32	0,33	0,18	0,07	-0,07	1,00	0,37	0,34	0,14
Pg	0,31	-0,34	0,60	0,45	0,19	0,37	1,00	0,81	0,50
Ag	0,53	-0,55	0,60	0,59	0,54	0,34	0,81	1,00	0,51
Cg	0,27	-0,20	0,54	0,45	0,23	0,14	0,50	0,51	1,00

IV.7. CONCLUSION

La reconnaissance géotechnique a permis d'avoir des données concernant les sites étudiés à travers des échantillons extraits à différentes profondeurs. Ces données sont obtenues en réalisant un programme d'essai de laboratoire. Ce programme consiste d'abord en la mesure des paramètres d'identification tels que les paramètres d'état (la densité et la teneur), les paramètres de consistance (les limites d'Atterberg), le pourcentage de la fraction argileuse à partir de l'essai granulométrique, la limite de retrait et la valeur de bleu de méthylène. Ces paramètres confirment la présence des sols argileux, très plastiques, de teneur en eau faible à moyenne et d'une densité moyenne à élevée. Les valeurs de bleu de méthylène et les limites de retrait indiquent la présence des sols gonflants.

À partir de ces paramètres simples et rapides, une étude du potentiel de gonflement est réalisée en utilisant les méthodes de classification graphiques et empiriques, toutes les méthodes de classifications montrent la présence du risque de gonflement. Cependant les modèles empiriques sont inapplicables pour les sites étudiés et l'erreur est très importante. Donc l'estimation du potentiel de gonflement en utilisant les méthodes de classifications a pour objectif d'orienter la campagne de reconnaissance vers les essais de gonflement.

Les essais mécaniques de gonflement réalisés au laboratoire confirment à leurs tours la présence d'un potentiel de gonflement dans la majorité des sites étudiés. Ces deux méthodes estimatives sont marquées par l'attribution de deux à trois caractères de gonflement pour le même site, cela est expliqué par la présence des hétérogénéités dans les sols étudiés et la non-uniformité dans la distribution des minéraux argileux, ce qui peut provoquer un gonflement différentiel dans les couches argileuses.

CHAPITRE V

MECANISME DE GONFLEMENT

Résumé du chapitre V

Ce chapitre comporte l'étude du comportement des argiles gonflantes vis-à-vis des sollicitations hydriques, mécaniques ainsi que des cycles mécaniques et saisonniers. L'étude se base sur des échantillons intacts extraits à différentes profondeurs. Ces essais sont réalisés dans le but de suivre l'évolution de la structure argileuse sous l'effet des différentes sollicitations, et d'analyser l'apport des différents paramètres du sol sur le phénomène de retrait gonflement.

V.1. INTRODUCTION

Le retrait-gonflement des sols argileux à aspect gonflant est un phénomène qui se manifeste essentiellement sous l'effet des variations de teneur en eau. Cependant, le milieu dont ces sols existent contribue aussi dans leur comportement.

Le potentiel de gonflement peut être défini par plusieurs méthodes d'essais, chaque méthode essaie de ramener les conditions in situ au laboratoire et elle peut être utilisées, par la suite, dans des cas spécifiques selon leurs hypothèses.

Le sol subit plusieurs sollicitations au cours de sa vie, il est soumis à des cycles de chargements déchargements d'une intensité différente ainsi qu'aux variations climatiques. De ce fait, le phénomène de retrait-gonflement dépend d'un ensemble de propriétés mécaniques et physico-chimiques des matériaux. Ainsi, le gonflement d'un sol argileux peut résulter de la diminution des contraintes en place après une excavation, un déchargement ou une imbibition du sol sous un état de contrainte donné (Parcevaux, 1980 ; Serratrice & Soyez, 1996). Mais le gonflement peut être aussi la conséquence d'interactions physico-chimiques, en fonction de la composition minéralogique du matériau et de la composition chimique de l'eau. Le potentiel et la pression de gonflement sont donc dépendants de plusieurs paramètres (Seed et al. 1962 ; Komornik et David, 1969; Yong & Warkentin, 1975; El-Sohby & Rabba, 1981; Sridharan et al., 1986 ; Day 1994, 1995; Komine et Ogata 1992, 1994, 1996; Al-Homoud et al. 1995; Basma et al.1995) tels que :

- Le type et le pourcentage des minéraux argileux ;
- La nature de l'eau interstitielle ;
- Le type de cations échangeables ;
- La teneur en eau et le poids volumique du sol sec ;
- La contrainte en place ;
- L'effet des cycles d'imbibition et de séchage.

V.2. CINETIQUE DE GONFLEMENT

L'évolution de gonflement dans le temps est liée à la répartition de gonflement interparticulaire et de gonflement interfoliaire d'une part et à l'évolution de l'hydratation dans la structure argileuse d'autre part. Les courbes obtenues lors d'un essai de gonflement libre, de gonflement sous une charge constante où lors d'un déchargement ont souvent la même allure. Elles montrent la déformation du sol suite à son contact avec l'eau et elle se décompose en deux phases : phase de gonflement primaire et phase de gonflement secondaire à l'image de la consolidation hydrodynamique des sols, mais dans une direction opposée. De très nombreux travaux expérimentaux font apparaître ce type de cinétique, tels que : Seed & al. (1962) ; Pacher & Liu (1965) ; Komornik & Zeitlen (1970) ; Serratrice (1996) ;... cité par Bultel (2001).

V.2 1. Procédure d'essai de gonflement

Des essais de gonflement sont réalisés dans le dispositif Geocomp utilisé dans le chapitre IV, avec la substitution de la cellule oedométrique par une cellule à mesure de pression interstitielle à la base. Cette cellule de mesure de pression a la particularité d'avoir un capteur de pressions interstitielles à la base au niveau de la pierre poreuse et une valve pour faire sortir l'air de l'intérieur de la cellule (Fig. V.1. b). Ces essais sont réalisés sur des échantillons argileux intacts, selon la méthode A et B de la norme ASTM défini dans le chapitre II. Les essais réalisés avec la méthode A sont soumis à la charge du piston qui est égale à 7 kPa. Cependant, les essais réalisés selon la méthode B de la norme ASTM sont soumis à la contrainte des terres au repos.

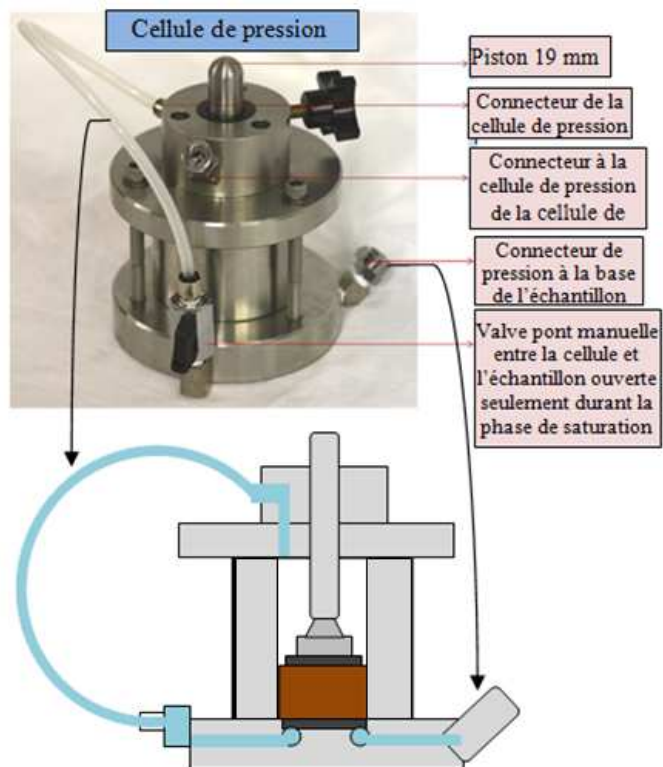


Figure V.1. a. Vue de la mise en place de la cellule de mesure de pression à la base.

Figure V.1. b. Schéma détaillé sur le principe de la cellule de pression.

V.2.2. Résultats d'essais

Les différentes courbes obtenues montrent que le sol argileux étudié est caractérisé par une phase d'initialisation des pressions interstitielles au moment de sa mise en contact avec l'eau. Cette phase se produit avant la phase de gonflement primaire et elle est définie comme suit :

V.2.2. 1. Phase d'initialisation

Cette phase est d'une courte durée, elle est caractérisée par la saturation des pores superficiels de l'échantillon. Les pressions interstitielles enregistrées correspondent à celles d'un nombre limité de particules argileuses situées juste à la surface de la base de l'échantillon. Elles passent du zéro à des valeurs négatives après quelques secondes du lancement d'essai (Fig. V.2, V.3, V.4, V.5, V.6 et V.7), puis elles croissent dans le sens positif.

Ce comportement est lié à la présence d'une force de succion qui correspond à la force d'aspiration de l'échantillon à l'eau. Les valeurs mesurées de la pression sont importantes dans les Figures V.4 et V.5, cela peut être lié à la valeur élevée de la densité sèche. Cette pression interstitielle augmente rapidement lors de l'existence d'un chemin hydrique, dans le cas contraire des fluctuations dans la pression interstitielle sont enregistrées, cas de l'échantillon de la Figure V.7.

Ces observations sont similaires dans le cas des deux procédures d'essai. Bien que, dans la méthode B le gonflement se produit sous la contrainte des terres au repos. Cette charge appliquée ne remet pas le réseau hydrique ni sa taille, ni à sa place telle qu'il était in situ, car l'échantillon a subi un déconfinement dans tous les sens. La charge est appliquée juste dans le sens vertical, ce qui élimine le chemin existant in situ. Lors de l'imbibition les particules de l'eau essaient de trouver un chemin continu, soit en rejoignant les chemins existants ou en créant de nouveaux chemins par à travers des phénomènes chimiques.

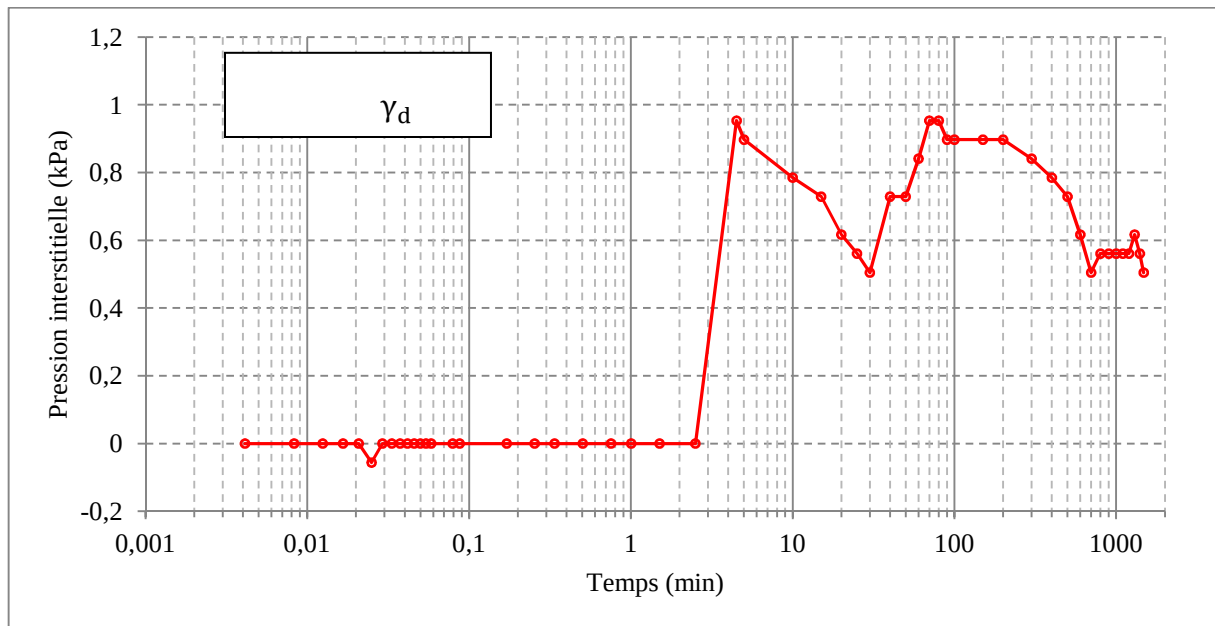


Figure V.2. Graphe mesurant la pression interstitielle à la base de l'échantillon, méthode ASTM, A (E4 2,60/3,0 m).

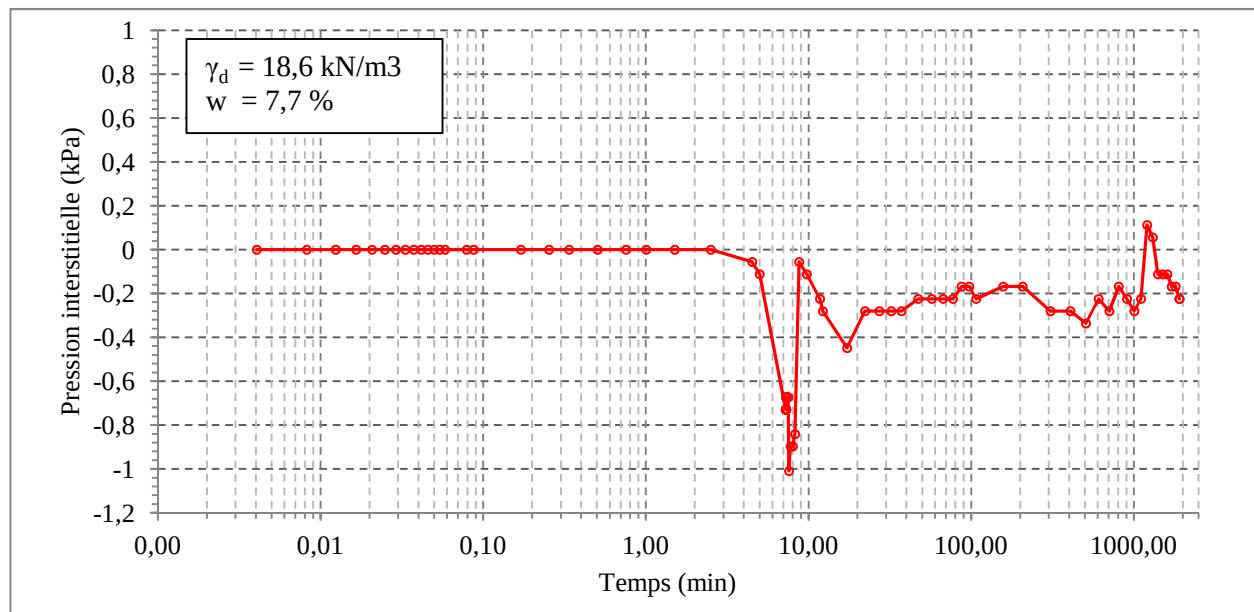


Figure V.3. Graphe de mesure de pression à la base de l'échantillon réalisé avec la méthode A (E7 1,47/1,90m).

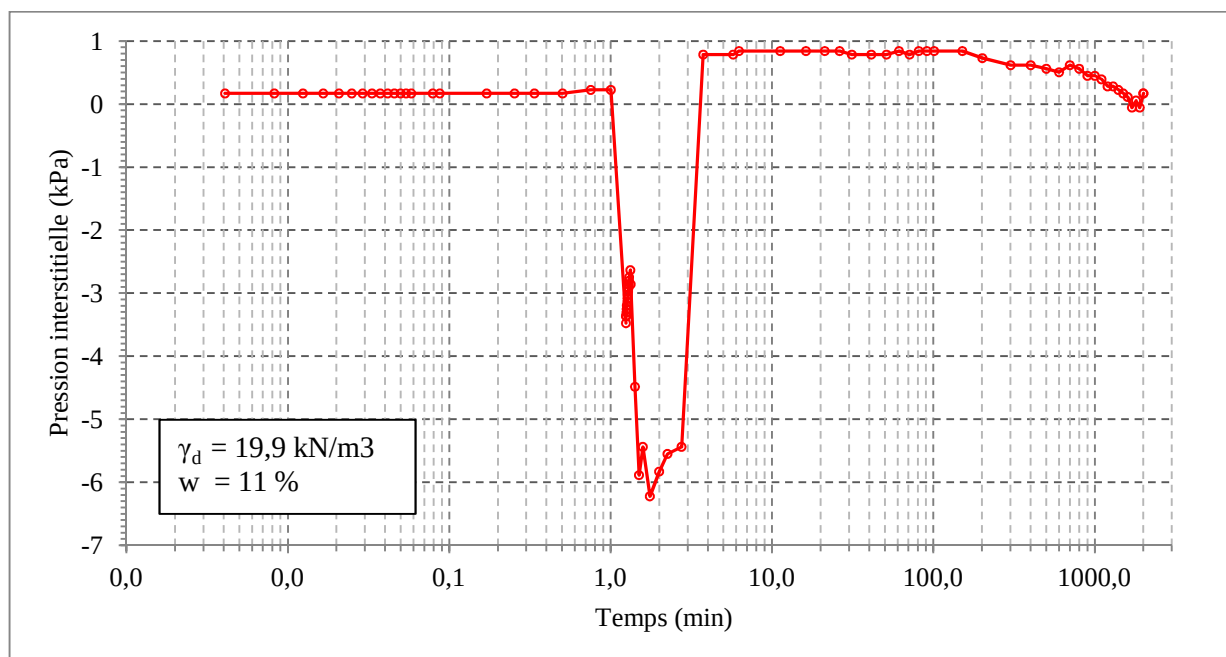


Figure V.4. Graphe de mesure de pression à la base de l'échantillon réalisé avec la méthode A (E10 5,65/6,00m).

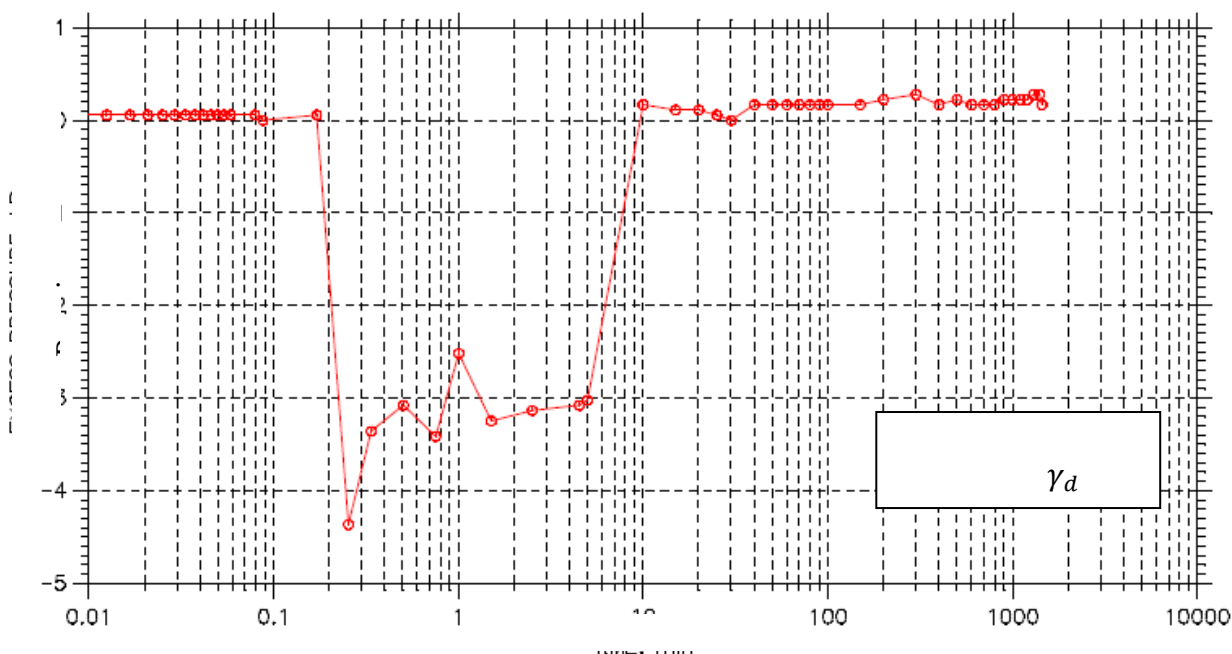


Figure V.5. Graphe de mesure de pression à la base de l'échantillon réalisé avec la méthode B (E7 5,0/ 5,50m).

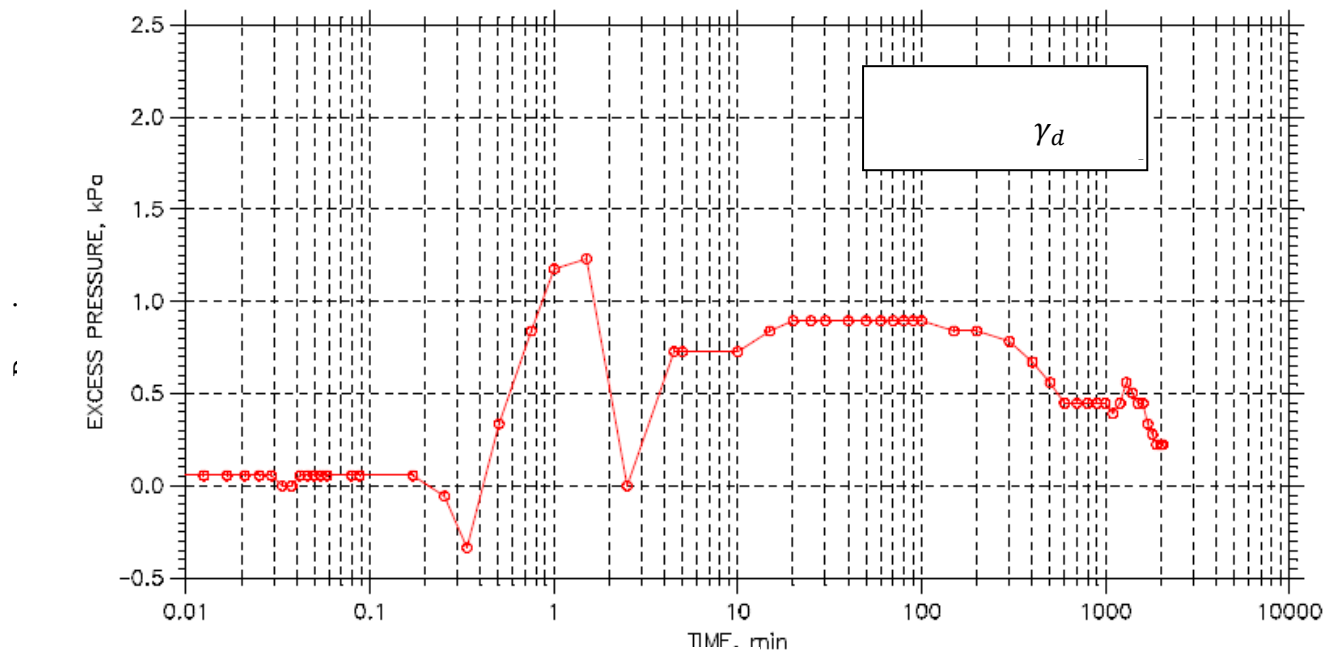


Figure V.6. Graphe de mesure de pression à la base de l'échantillon réalisé avec la méthode B (E5 6,80/7,30 m).

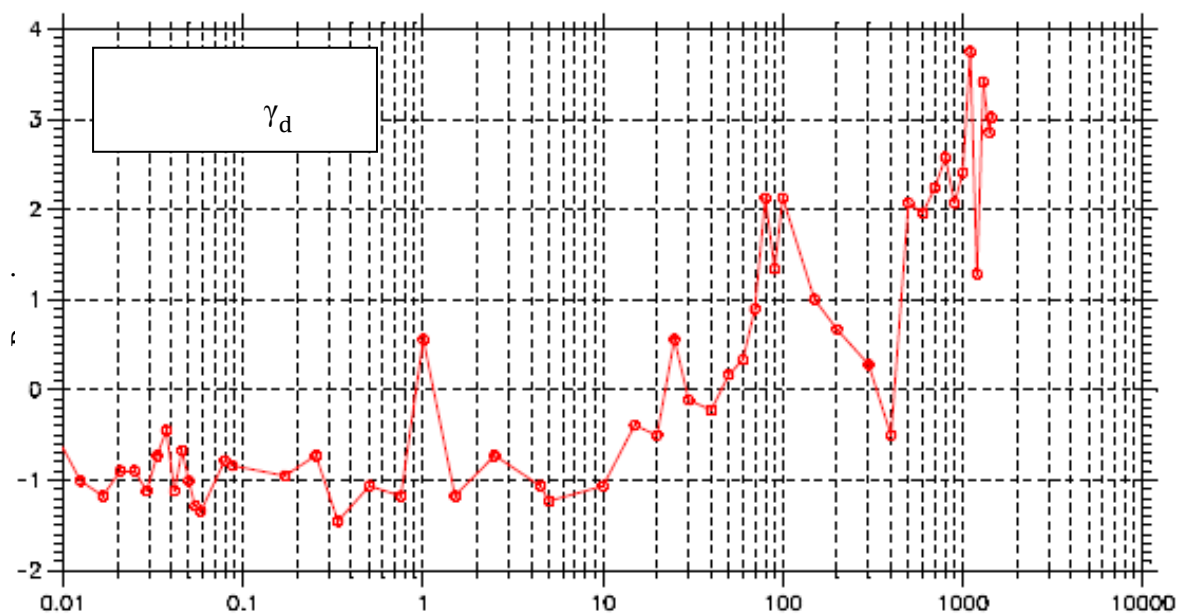


Figure V.7. Graphe de mesure de pression à la base de l'échantillon réalisé avec la méthode B (E5 5,0/5,50 m).

Les résultats d'essais montrent un comportement similaire lors de l'imbibition, pour les deux méthodes d'essai utilisées A et B de la norme ASTM ; ce qui signifie la non influence de la procédure d'essai suivi sur la phase d'initialisation.

La saturation se produit par le haut et le bas dans le cas des échantillons étudiés, ce qui accélère l'infiltration de l'eau après un certain degré de saturation. Le gonflement intra particulaire commence à se produire dans les surfaces des particules d'argiles entourant les pores saturés. Les premières déformations engendrées par le gonflement particulaire sont enregistrées et la phase de gonflement primaire est ainsi entamée.

V.2.2. 2. Phase de gonflement primaire

Dans cette phase, le gonflement interfoliaire se produit, progressivement et massivement au même temps que le gonflement interparticulaire, de l'extérieur vers l'intérieur de l'échantillon. Les feuillets d'argile absorbent les particules d'eau ; d'où la déformation volumique importante de l'échantillon.

Le temps de gonflement primaire dépend essentiellement d'un ensemble de paramètres liés à l'échantillon telles que : la hauteur, la densité, la granulométrie et la minéralogie.

V.2.2. 3. Phase de gonflement secondaire

Dans cette phase on enregistre un amortissement de l'évolution de gonflement. L'échantillon est complètement saturé, la petite déformation est liée au réarrangement des particules et à la stabilisation des liaisons chimiques entre les feuillets argileux. Cette phase peut durer plus d'une journée.

La Figure V.8 montre la répartition des différentes phases de gonflement sur la courbe de cinétique de gonflement.

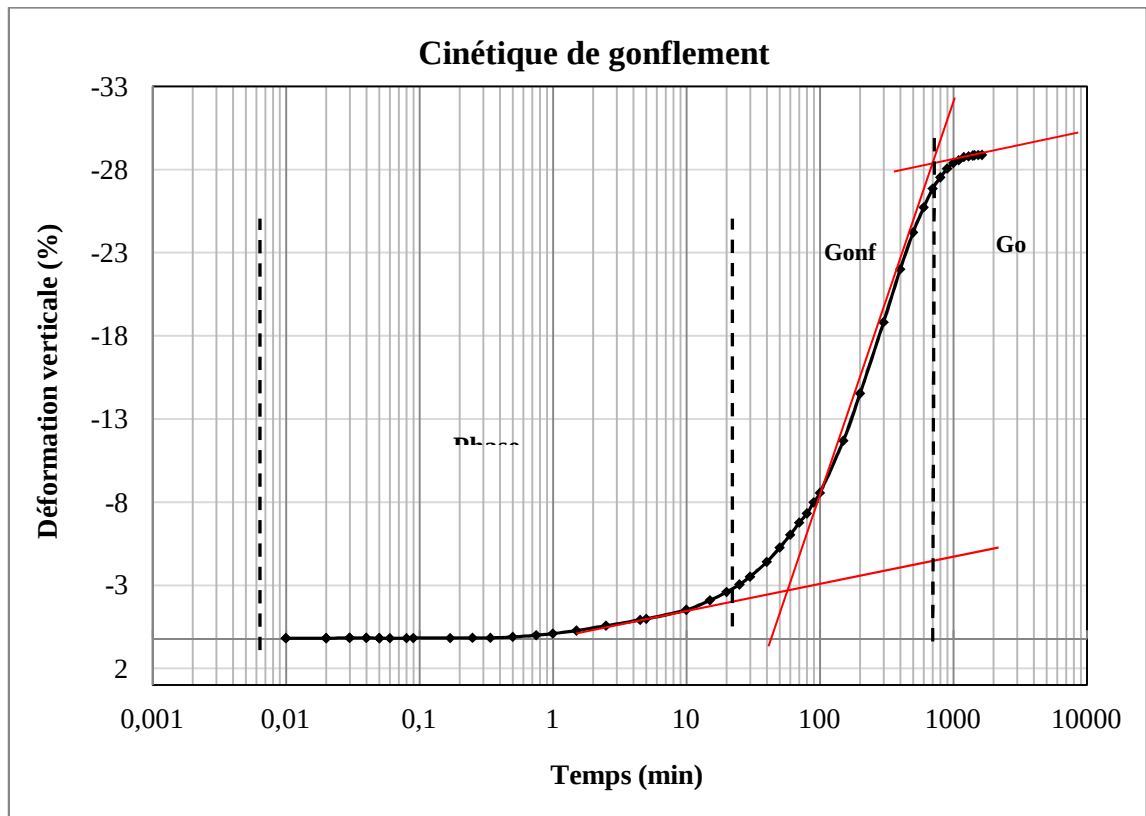


Figure V.8. Présentation des trois phases de gonflement.

V.3. INFLUENCE DE LA PROCEDURE D'ESSAI SUR LA CINÉTIQUE DU GONFLEMENT

L'évolution de la déformation axiale au cours du gonflement est la même que ça soit pour un gonflement libre ou pour un gonflement sous un chargement constant comme le montre la Figure V.9. L'échantillon passe par les trois phases de gonflement (Fig. V.8), toutefois, le taux de gonflement est considérablement différent. La déformation verticale enregistrée avec la méthode B est d'une valeur faible par rapport à celle enregistrée avec la méthode de gonflement libre (méthode A de la norme ASTM). Les essais réalisés sur des échantillons d'argiles intacts issus de la région de Médéa montrent que le taux de gonflement est directement lié à la charge initialement appliquée ; sachant que ces échantillons sont prélevés de la même couche d'argile et sont soumis aux mêmes conditions initiales. Les caractéristiques des différents échantillons sont résumées dans le Tableau V.1.

Ces courbes montrent que la phase d'initialisation est souvent très rapide. Par ailleurs, le calcul du taux de gonflement et de la durée de chaque phase est possible (Tableau V.2), vu que le dispositif utilisé est automatisé. L'échantillon atteint sa capacité maximale de gonflement dans la phase de gonflement primaire. Cette phase est caractérisée par la linéarité de la déformation verticale en fonction du log de temps. Le temps de gonflement primaire dans la méthode A est souvent supérieurs à celui mesuré avec la méthode B ; cet écart entre les valeurs est dû à l'effet

de la charge appliquée avant la saturation des échantillons. Cette dernière limite l'absorption de l'échantillon à l'eau, autrement dit, elle limite la déformation verticale de l'échantillon. Par la suite, l'eau n'est attirée que par les particules argileuses constituées par des minéraux argileux gonflants (les montmorillonites), ce type de minéraux donne à l'échantillon la force de gonflé de sous de forte contraintes.

Les résultats du taux de gonflement obtenus sur des échantillons intacts confirment ceux obtenus sur des sols reconstitués réalisés par plusieurs chercheurs tels que : Komine et Ogata (1994) ; Komornik et al. (1980) ; Fleureau et al. (1992) ; Guiras-Skandaji (1996) et Remero et al. (1998).

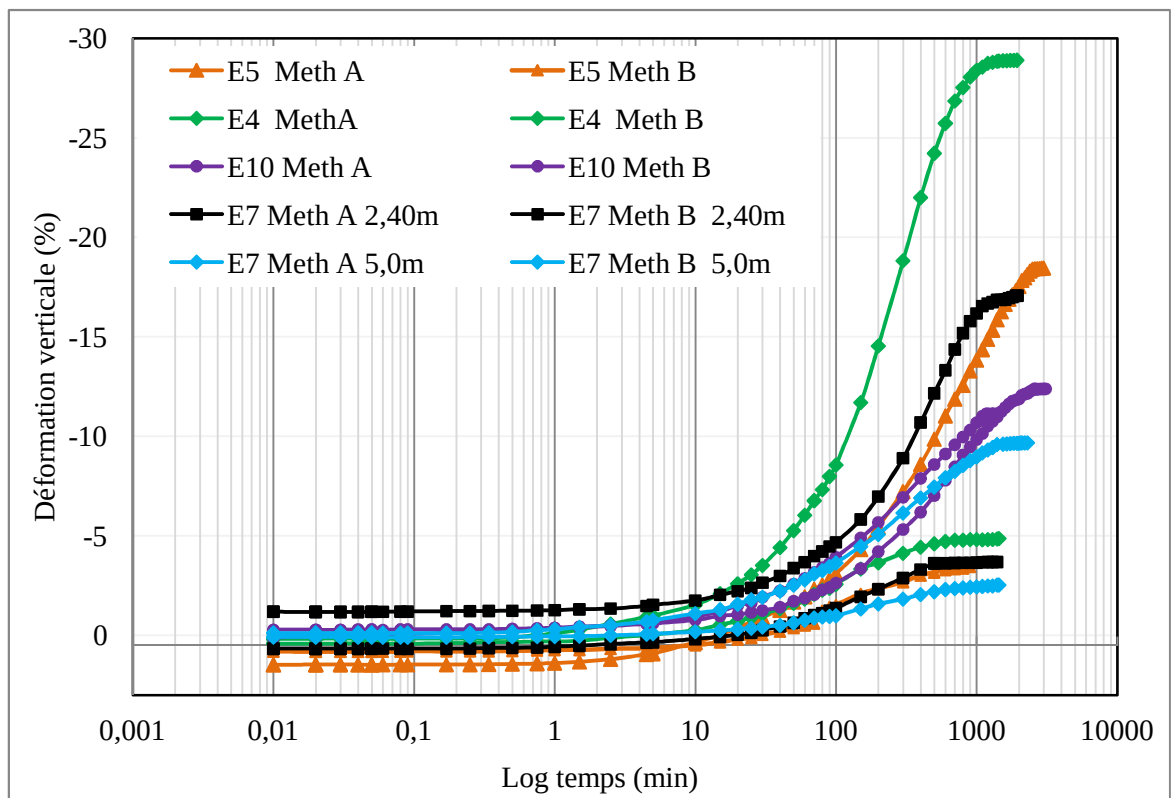


Figure V.9. Cinétique de gonflement des argiles de Médéa.

Tableau V. 1. Récapitulatif des résultats des essais de gonflement avec les méthodes A et B.

Sondage et profondeur (m)	Méthode d'essai	E5 5,0/5,5	E7 2,4/2,85	E7 5,0/5,50	E10 0,5/1,0	E4 6,0/6,45
γ_d (kN/m ³)		16,92	16,96	16,42	17,57	17,99
w (%)		21,17	20,55	18,33	10,11	12,86
$F < 2 / F < 74$ (%)		56/80	60/90	40/60	53/99	48/90
T 50 (min)	ASTM A	1700	840	1000	1500	750
Gp (%)		15,43	15,12	9,20	11,55	28
σ_{v0} (Kpa)	ASTM B	111	53,17	101	10	122
T 50 (min)		1300	450	700	1000	540
Gp (%)		3,35	3,8	1,85	11,1	4,7

Gp : Gonflement primaire

Cet étude a montré qu'au début d'essai de gonflement libre ou sous un chargement constant l'échantillon prend l'initiative d'aspirer l'eau afin d'avoir son équilibre chimique. Une fois l'équilibre est atteint le volume de l'échantillon augmente. Le taux de gonflement est sensible à la contrainte appliquée avant la saturation ; plus la contrainte est proche du P_g plus le taux de gonflement est faible et plus la contrainte est faible plus le taux du gonflement est important. Les valeurs du taux de gonflement données par la méthode B converge vers celles données par la méthode de gonflement libre.

V.4. INFLUENCE DE LA PROCEDURE D'ESSAI DE GONFLEMENT SUR LES PARAMETRES DE GONFLEMENT

Le gonflement est un phénomène complexe et de nombreuses procédures de laboratoire essayent de représenter les différents cas observés in situ. Le mode de chargement et l'étape de saturation sont souvent les paramètres qui diffèrent d'une méthode à une autre, tous dépend des hypothèses initiales. Trois méthodes de gonflement de la norme Américaine ASTM sont choisies pour ce travail : la méthode A (gonflement libre), la méthode B (gonflement sous chargement constant) et la méthode C (gonflement à volume constant). Ces méthodes ont la particularité de soumettre l'échantillon à sa charge initiale avant saturation et peuvent être utilisées comme suit :

- La méthode de gonflement libre ASTM A est adoptée dans le cas des creusements et des excavations ; l'exemple des tunnels et parking souterrains.
- La méthode ASTM B est adoptée dans le cas des ouvrages légers ; exemple des routes.
- La méthode ASTM C donne la contrainte qu'il faut appliquer à un sol gonflant pour qu'il n'y ait pas de déformation verticale.

Donc, le choix de la procédure d'essai de gonflement est spécifique.

Les essais de gonflement sont réalisés au laboratoire de Géomatériaux, Environnement et Aménagement (LGEA) à l'université Mouloud Mammeri sur des éprouvettes sous forme de carottes prélevées à différentes profondeurs et endroits. La distance entre un sondage et un autre est supérieure à 100 m. l'étude concerne deux sites de la région de Médéa à savoir : le site de Chrachria et le site de Hassen ben Mouloud, (Fig. V.10).



(a) Carottes du site Hassen ben Mouloud (Médéa)

(b) Carottes du site de Chrachria

Figure V. 10. Échantillons extraient des deux sites de Médéa.

V.4. 1 Préparation des échantillons

Les échantillons utilisés sont intacts, d'un diamètre égale à 63,5 mm et d'une hauteur égale 18,9 mm, la température est celle du laboratoire et varie entre 18 °C à 22 °C. Le dispositif utilisé est l'appareil oedométrique asservi Geocomp présenté dans le chapitre III. La Figure V.11 montre les différentes étapes de la préparation des échantillons.



(a)

(b)

(c)

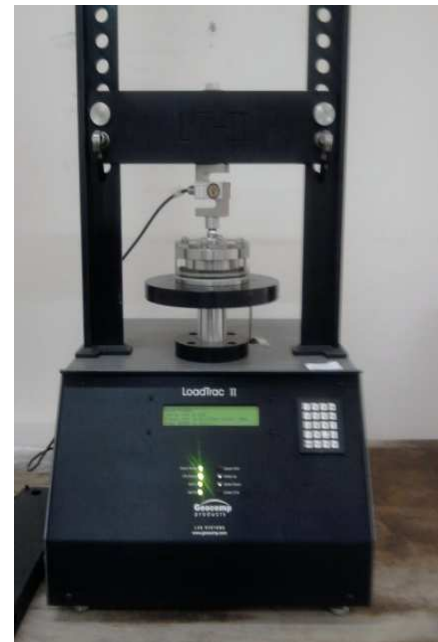
(a) Repérage du sens du haut et du bas de l'échantillon.

(b) Taillage de l'échantillon avec la bague oedométrique.

(c) Finalisation du taillage et couverture de l'échantillon avec du papier filtre.

(d) et (e) mise en place de l'échantillon dans la cellule oedométrique.

(f) Placement de la cellule dans le dispositif Geocomp.



(d)

(e)

(f)

Figure V.11. Préparation d'échantillon de l'essai oedométrique.

V.4. 2. Présentation et discussions des résultats

Les résultats obtenus en utilisant les trois méthodes de gonflement A, B et C sont présentés dans les Figures V. 12, V.13, V.14 et V.15. Les valeurs du potentiel de gonflement ainsi que les conditions initiales des échantillons sans exposées dans le Tableau V.2.

Les trois méthodes donnent des résultats différents. Le taux de gonflement donné par la méthode A est d'un écart important par rapport à celui donné par la méthode B. Cette remarque a été déjà constatée par Komine et Ogata (1994); Komornik et al., (1980); Fleureau et al., (1992); Guiras-Skandaji (1996) et Romero et al., (1998). Cet écart entre les méthodes A et B augmente avec l'augmentation de la contrainte des terres aux repos (σ_{v0}). La même remarque a été observée pour les valeurs de la pression de gonflement (σ_g). Les valeurs obtenues par la méthode A sont supérieures à celles obtenues par les méthodes B et C et les valeurs obtenues par

la méthode C sont à leurs tour inférieurs à celles donnée par la méthode B ($\sigma_{gA} < \sigma_{gB}$ et σ_{gC}), à l'exception de l'échantillon E10 (0,5/1,0) m où la valeur de la pression de gonflement est sensible à la variation de la densité sèche ($\gamma_{dA} < \gamma_{dB}$ et $\gamma_{dA} < \gamma_{dC}$), voir Tableau V.2.

Cette différence entre les valeurs du potentiel de gonflement pourra s'expliquer par la formation de liaisons chimiques plus rigides, suite à l'imbibition sous un chargement inférieur à la pression de gonflement et/ou par la restructuration de la microstructure après gonflement. Cet effet ne se produit pas de la même manière dans les deux méthodes A et B, car la charge des terres au repos appliquée avant imbibition dans la méthode B empêche le gonflement total de l'échantillon. Donc, elle empêche la restructuration totale ainsi que la formation de fortes liaisons chimiques dans des endroits profonds à l'intérieur de l'échantillon.

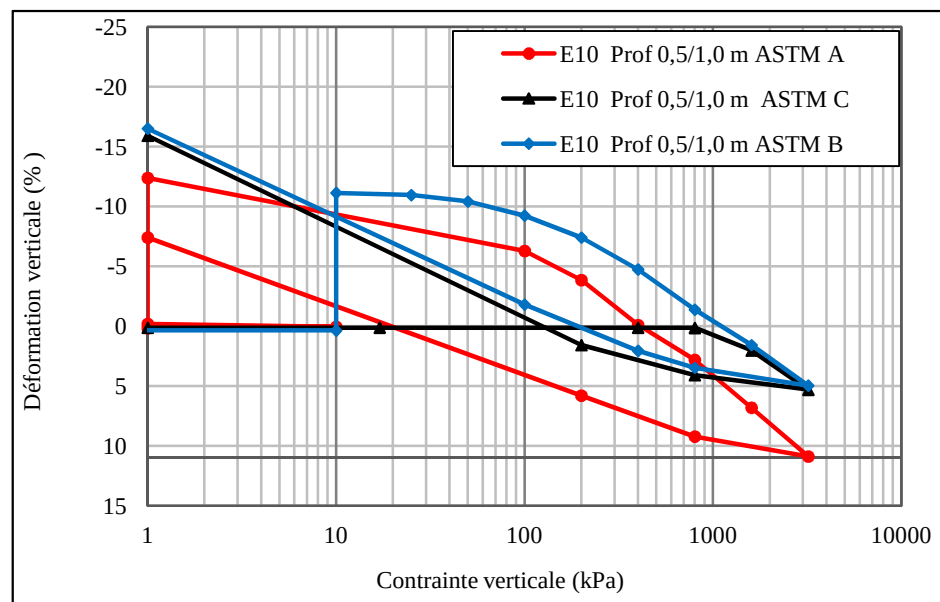


Figure V.12. Courbes de gonflement réalisées avec les trois méthodes de la norme ASTM sur l'échantillon E10 (Prof : 0,5-1,0m) prélevé du site de Médéa.

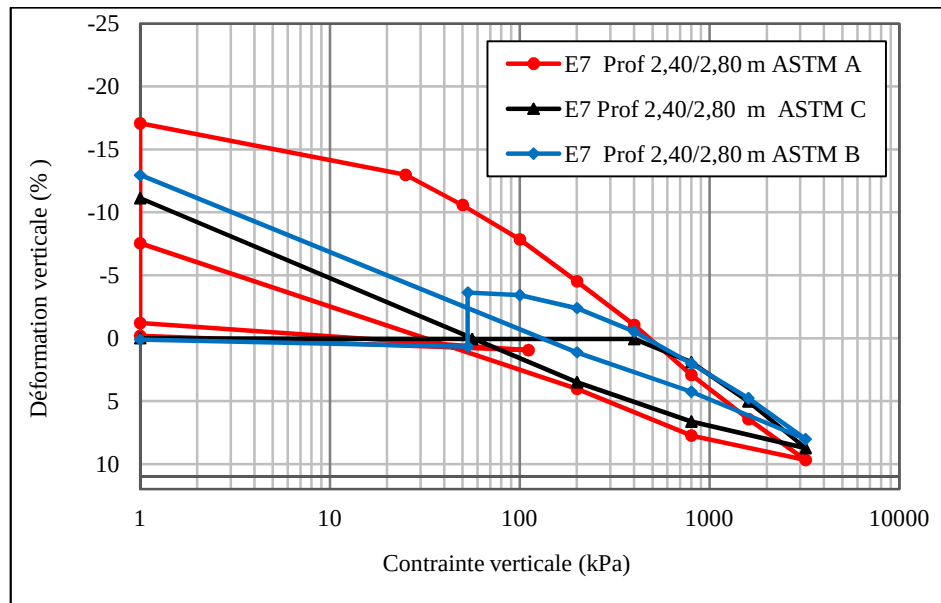


Figure V.13. Courbes de gonflement réalisées avec les trois méthodes de la norme ASTM sur l'échantillon E7 (Prof : 2,4 - 2,80 m) prélevé du site de Médéa.

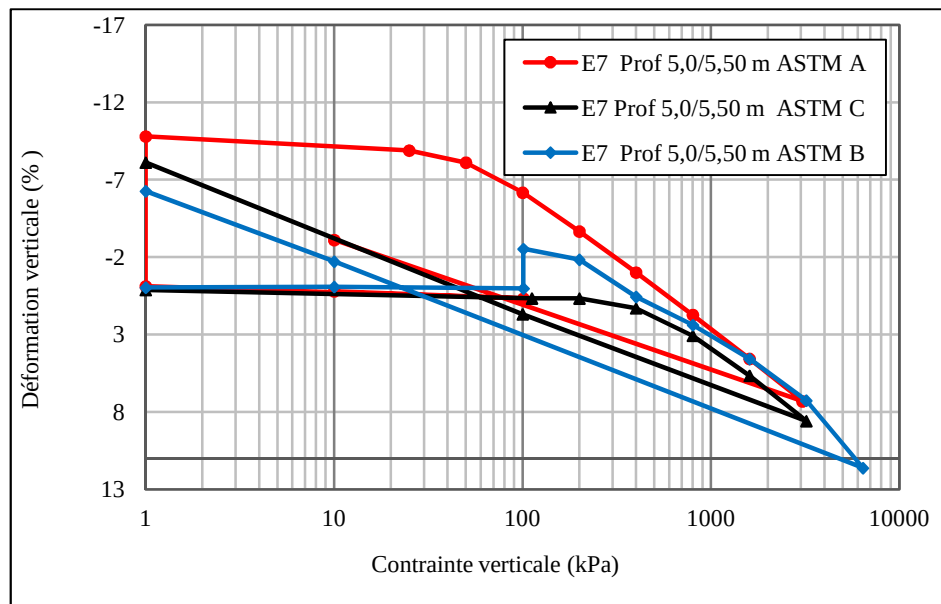


Figure V.14. Courbes de gonflement réalisées avec les trois méthodes de la norme ASTM sur l'échantillon E7 (Prof : 5,0-5,50 m) prélevé du site de Médéa.

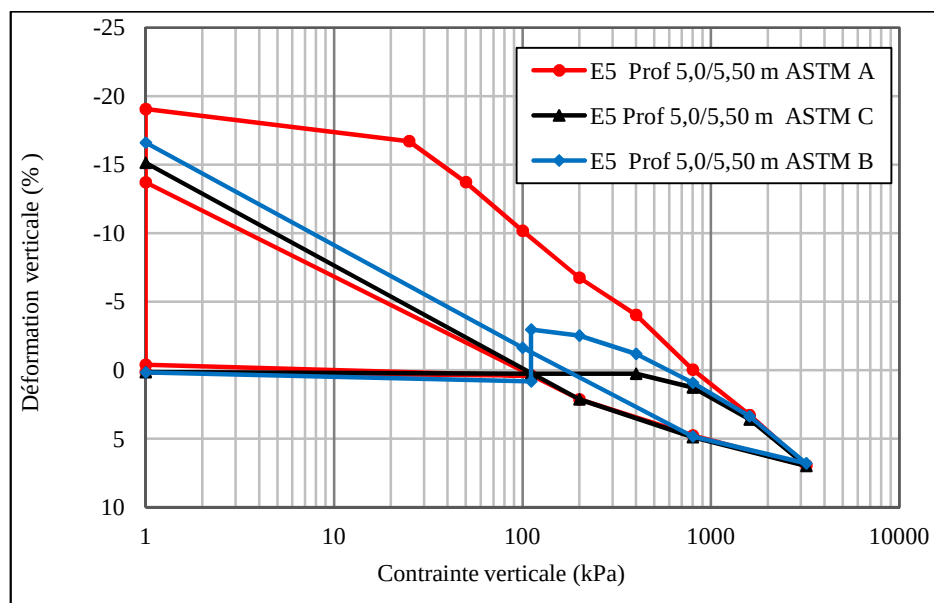


Figure 15. Courbes de gonflement réalisées avec les trois méthodes de la norme ASTM sur l'échantillon E5 (Prof : 5,0-5,50 m) prélevé du site de Médéa.

L'indice de gonflement C_g est aussi un paramètre de gonflement, il est calculé dans la phase de déchargement sous forme d'une tangente qui relie les trois derniers points de la courbe de déchargement. Les indices de gonflement obtenus à partir des trois méthodes de la norme ASTM A, B et C sur trois échantillons identiques convergent vers la même valeur. Ce résultat est confirmé par d'autres échantillons prélevés à des endroits différents. Le Tableau V.2 montre des valeurs de C_g semblables pour chaque sol testé avec les trois méthodes. Cette constatation montre que le chemin de contrainte suivi au début d'essai n'a pas d'influence sur la réaction du sol argileux suite à un déchargement (gonflement).

Tableau V.2. Résultats d'essai de gonflement avec les trois méthodes A, B et C de la norme ASTM.

Sondages	Méthodes	γ_d (kN/m ³)	W (%)	e_0	σ_{v0} (kPa)	e_1	σ_g (kPa)	C_g (%)	A_g (%)
Site de Hacen Ben Meloud									
E5 5,0/5,5	ASTM, A	17,49	21,17	0,566	111	0,562	880	10,77	19,04
	ASTM, B	17,44	21,3	0,548	111	0,538	750	10,6	2,96
	ASTM, C	17,47	21,19	0,506	111	0,504	500	11,29	-
E5 6,2/7,0	ASTM, A	17,34	21,84	0,51	150	0,832	900	9,9	18,41
	ASTM, B	19,16	18,3	0,511	150	0,504	850	11,14	2,71
E7 2,4/2,8	ASTM, A	16,67	20,55	0,571	56	0,553	580	7,86	12,96
	ASTM, B	16,56	20,56	0,567	53,2	0,559	460	9,56	3,59
	ASTM, C	16,67	20,93	0,559	56,04	0,558	320	11,95	-
E7 5,0/5,5	ASTM, A	19,46	18,63	0,479	101	0,472	600	6,07	9,61

	ASTM, B	19,43	18,33	0,482	101	0,472	350	7,3	2,53
	ASTM, C	19,45	18,04	0,486	112	0,478	280	7,3	-
E4 3,35/3,6	ASTM, A	15,31	18,86	0,47	72,62	0,449	800	6,16	22,22
	ASTM, C	15,31	18,86	0,47	73,54	0,455	520	7,72	-
Site de Chrachria									
E10 0,5/1,0	ASTM, A	18,97	10,11	0,549	10	0,548	420	8,64	12,37
	ASTM, B	19,17	8,9	0,586	10	0,585	1250	10,13	11,11
	ASTM, C	19,57	9,77	0,506	10	0,505	500	9,99	-
E4 6,0/6,45	ASTM, A	18,47	8,89	0,56	122	0,548	2600	9,96	28,86
	ASTM, B	18,36	12,87	0,603	122	0,601	1200	10,06	4,86
	ASTM, C	18,22	9,08	0,558	122	0,542	1650	11,6	-

V.4. 3. Comparaison des pressions de gonflement obtenues

Les procédures d'essais de gonflement donnent de différentes valeurs de pression de gonflement, ce qui met l'expérimentateur dans l'incertitude sur la valeur à prendre en considération, et l'effet de chaque valeur sur le sol testé. Afin de répondre à ces questions, un essai de confirmation est réalisé.

L'étude a nécessité trois échantillons identiques à ceux déjà utilisés dans la détermination des pressions de gonflement à partir des trois méthodes de la norme ASTM. Les échantillons sont soumis d'abord à la contrainte des terres au repos jusqu'à stabilisation des déformations puis, aux pressions de gonflement déterminées aux précédemment (σ_{gA} , σ_{gB} et σ_{gC}), après stabilisation des déformations verticales, les échantillons sont ensuite saturés d'eau. Les essais sont effectués sur l'échantillon E5 5,0-5,50 m en utilisant l'appareil oedométrique asservi Géocomp. Les résultats d'essais sont présentés dans la Figure V.16 et le tableau V.3.

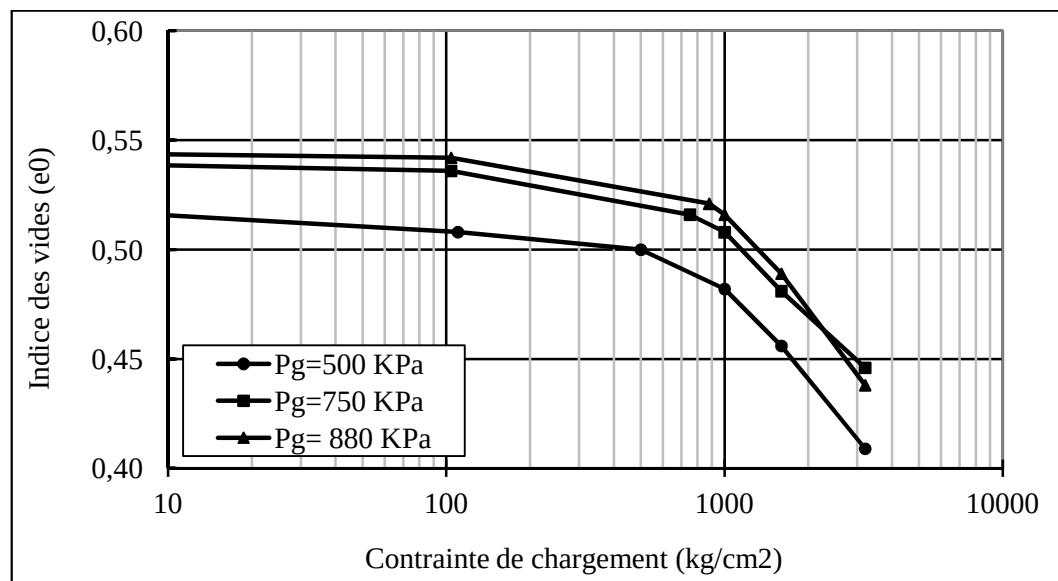


Figure V.16. Courbes oedométriques réalisées sous différentes pressions de gonflement.

Tableau V.3 Valeurs de pression de gonflement du sondage E 5et de profondeur 5,0 - 5,5m.

PARAMETRES	σ_{gC} 500 KPA	σ_{gB} 750 KPA	σ_{gA} 880 KPA
teneur en eau w (%)	20,34	21,3	20,85
Densité sèche γ_d KN/m ³	17,38	17,12	17,22
Indice des vides initial	0,523	0,541	0,545
Contrainte initiale σ_{v0} (KPa)	110	104	104
Indice des vides sous σ_{v0}	0,500	0,516	0,521
Variation de volume Δh (%) le signe + représente le tassement	+ 0,52	+ 1,26	+ 1,37

Les pressions de gonflement appliquées ont toutes engendrées un tassement des échantillons testés, toute fois, ces déformations enregistrées sont pratiquement négligeables. La plus faible valeur est enregistrée sous la pression de gonflement donnée par la méthode C. voir Tableau V.3.

L'écart entre les pressions de gonflement utilisées est important, cependant, l'écart entre les valeurs des tassements enregistrés n'est pas aussi important, cela est du à la forte densité des éprouvettes.

Cette étude montre que la pression de gonflement déterminé à partir de la méthode de gonflement à volume constant est la pression qui permet d'éviter le gonflement sans engendrer des tassements dans le sol à construire.

V.5. LES PARAMETRES MOTEUR DU GONFLEMENT

Le phénomène de gonflement dépend de plusieurs paramètres, la raison pour laquelle ce phénomène est difficile à mesurer. Cependant un nombre de paramètres sont fortement influant sur le retrait-gonflement tels que la minéralogie, la structure argileuse et les paramètres d'états.

V.5.1. La minéralogie

La minéralogie des argiles peut être exprimée par plusieurs paramètres qui renseignent sur la quantité et la qualité des minéraux argileux gonflants constituant le sol étudié. Ces paramètres peuvent être issus des essais d'identification tel que : les limites d'Atterberg, les limites de retrait, les valeurs de bleu de méthylène ou/et des essais de gonflement tel que : le coefficient de gonflement. La minéralogie est le facteur essentiel du gonflement, son effet est constant et il apparait clairement après un certains nombre de cycles de chargement déchargement (Geremew, 2009) ou de séchage humidification (Nowamooz, 2006) ; c-à-d après avoir éliminé l'effet de l'état initial, du chargement in situ et de la structure du sol.

V.5.2. La structure argileuse

La disposition des feuillets des minéraux argileux et non argileux a une grande influence sur le potentiel de gonflement. La présence des vides et leurs distributions, et la répartition des minéraux très gonflants influent considérablement sur le potentiel de gonflement d'une argile. Le type de sédimentation des particules fines (rapide ou lente) et la morphologie des minéraux peuvent être observés à partir des images au MEB.

V.5.3. Les paramètres d'état

Une argile gonflante peut être identifiée dans deux états : l'état dense (rétréci) dessaturé et l'état gonflé saturé. Dans ces deux cas, les paramètres d'état sont différents et les résultats d'essais de gonflement sont aussi différents ; dans l'état dense l'argile présente des tendances au gonflement et le potentiel de gonflement est très élevé. Dans l'état gonflé ; l'argile n'a plus de tendance au gonflement, le taux et la pression de gonflement sont faibles et l'application de la moindre charge engendre des tassements.

Les minéraux gonflants attirent des quantités importantes d'eau dès leur mise en contact. Ce qui engendre un équilibre chimique dans le sol, cet équilibre est basé sur la création des liaisons entre les feuillets argileux de charges négatives et les particules d'eau de charges positives. Ces liaisons se dissocient par une application d'un chargement ou un séchage à l'air sec.

Lors d'un chargement, le sol subit des tassements ou des effondrements selon le degré de saturation et lors d'un déchargement dans un milieu saturé, le sol gonfle de nouveau jusqu'à son expansion maximale. La déformation après déchargement est exprimée par l'indice de gonflement C_g (%).

Les résultats des essais de chargement-déchargement cycliques, effectués sur des argiles gonflantes dans le chapitre IV montrent que la réponse du sol à chaque déchargement est constante ou légèrement différente de la précédente, cette différence entre les valeurs est due à l'effet des réarrangements des particules argileuses. À cet effet, la minéralogie est un paramètre constant pour un sol donné et elle peut être représentée par l'indice de gonflement C_g .

Au cours de cette campagne d'essais, un classement est effectué selon une classe granulométrique, un pourcentage de minéralogie représenté par l'indice de gonflement et la profondeur des échantillons in-situ. Le Tableau V. montre clairement l'effet de la teneur en eau et de la densité sèche sur le potentiel de gonflement. Ce tableau présente deux catégories d'échantillons : ceux qui se trouvent proches de la surface des terres naturelles et ceux situés en profondeur. Les échantillons sont classés selon l'ordre croissant de la densité sèche pour les deux profondeurs et on constate que :

- La pression de gonflement la plus forte correspond à la densité la plus élevée et à la teneur en eau la plus faible

- la pression de gonflement la plus faible correspond à la densité la plus faible et à la teneur en eau la plus élevée

Donc pour un sol situé à la même profondeur, pour la même qualité et quantité de minéraux argileux, l'effet de la densité apparaît clairement sur la pression de gonflement. De ce fait, la densité est dépendante de la profondeur et de l'histoire de l'échantillon. Ces deux derniers paramètres jouent donc un rôle important sur le phénomène de gonflement.

Le Tableau V. montre aussi qu'une faible densité correspondant à une teneur en eau élevée, ce qui révèle une dépendance entre ces deux paramètres. Dans les sols argileux gonflants le volume du sol est dépendant de sa teneur en eau, et le calcul de la densité est en fonction du volume de l'échantillon. Donc l'absorption des feuillets argileux à l'eau influe sensiblement la densité sèche.

Tableau V. 4. Effet de la teneur en eau et de la densité sèche sur le potentiel de gonflement en fixant certains paramètres d'état du sol.

Échantillon	Profondeur (m)	w(%)	γ_d (kN/m ³)	F<2 μ m (%)	C _g %	P _g (kPa)	A _g (%)
Échantillon en profondeur							
E1	6,6	39,5	12,9	57	11,8	7	-
E2	5,2	25,22	15,33	51	10,79	12	-
E3	4,7	30,5	15	52	9,3	120	-
E4	8,6	26,3	16	51	10,3	500	-
E5	5	21,2	16,9	56	10,7	880	19
E6	6,2	21,8	17,3	62	9,9	900	18,4
Échantillons en surface							
E7	2,4	22	16,4	56	11,24	130	-
E8	1,5	20,9	17	54	9,9	165	10,1
E9	2	19,1	17,3	50	9,3	411	13,7
E10	2,4	4,6	19,5	64	9,9	400	10,9

Une corrélation entre la densité sèche et la teneur en eau naturelle est effectuée dans le but de montrer le degré de cette indépendance. L'étude comporte les quatre potentiels de gonflement : très fort, fort, moyen et faible. Elle est effectuée sur 360 échantillons argileux intacts prélevés dans des sites différents du nord Algérien.

Les résultats montrent une bonne corrélation entre ces deux paramètres avec un coefficient de corrélation $r^2=0,87$ (Fig.V. **Figure. V 18**) ; la valeur du r^2 est très proche du 1. Le nombre d'échantillon est largement suffisant pour valider cette corrélation. La densité sèche peut donc s'écrire sous la forme suivante :

$$Y = a X + b \quad \text{ou} \quad Y = \gamma_d ; X = w_0$$

Cette relation est sous forme d'un modèle de régression linéaire simple, les variable a et b représentent respectivement la pente et l'ordonné d'origine. La méthode statistique des moindres carrés programmée dans Excel peut estimer les valeurs de ces variable comme il est indiqué dans la figure V.17.

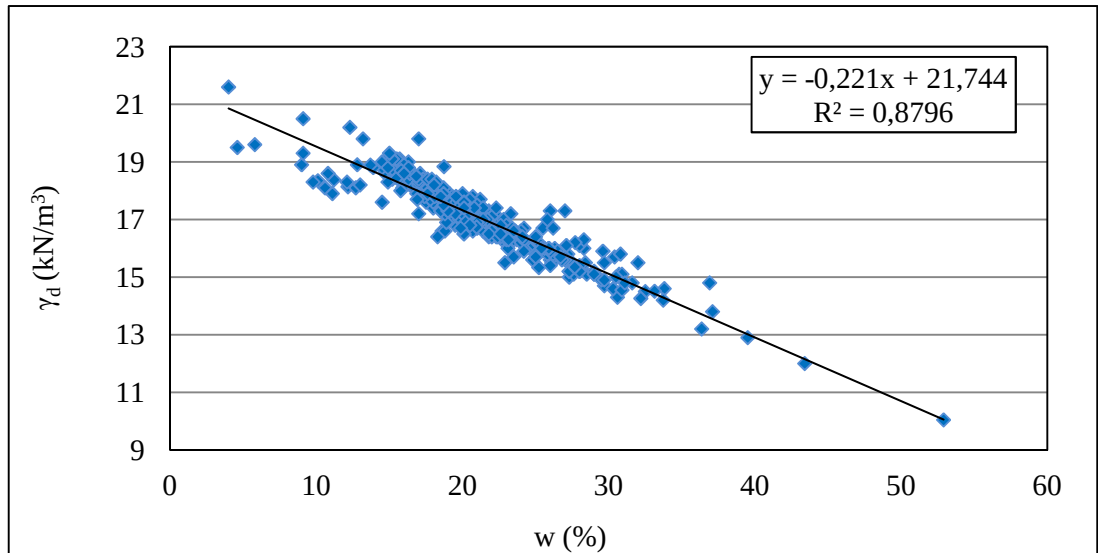


Figure. V.17. Graphe représentant la corrélation entre la teneur en eau et la densité sèche.

Ce modèle est testé sur un ensemble de valeurs issues des sols argileux, présentant 56 valeurs de densité sèche et de teneur en eau des échantillons remaniés et intacts de l'Argile verte de Romainville étudiée par Geremew (2009) et 76 valeurs de teneur en eau et de densité sèche étudiée par Aissa Mamoune (2009). La Figure V montre que la relation est applicable sur ces valeurs, et le coefficient de corrélation n'as pas changé ($r^2 = 0,87$).

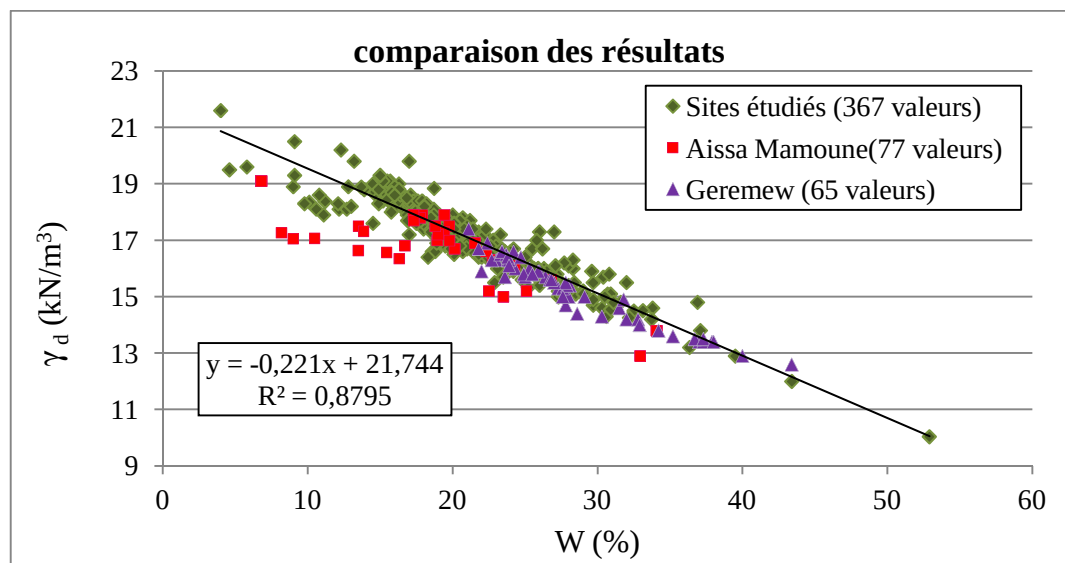


Figure V 18. Corrélation entre la densité sèche mesurée au laboratoire et la densité sèche calculée à partir des valeurs de teneur en eau de Geremew (2009) (argile de Romainville) et d'Aissa Mamoune (2009) (argile de Telemcen).

La régression linéaire entre les valeurs estimées et les valeurs mesurées de γ_d , montre une droite de régression passant par son origine d'une forme mathématique : $X = Y$.

Le calcul de l'erreur dans la Figure V.19, montre que la majorité des valeurs sont comprises entre un pourcentage d'erreur de -5 % et + 5 %. Cependant une minorité de points ont une erreur dépassant 5 %, pour ces points la plus grande erreur enregistrée est de 11 %.

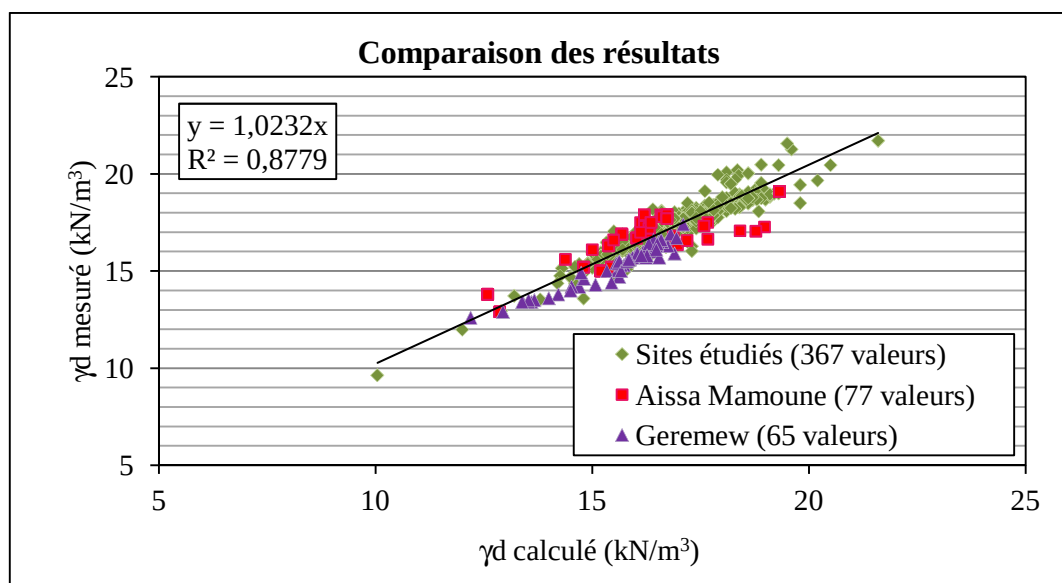


Figure V.19. Densité sèche mesurée au laboratoire et la densité sèche estimée.

V.6. SIMPLIFICATION DE L'ECRITURE DES MODELES EMPIRIQUES

Plusieurs recherches ont proposé des équations empiriques de calcul estimatif du potentiel de gonflement comportant les deux paramètres d'état (la teneur en eau et de la densité sèche) ces équations sont destinées soit pour le calcul de la pression de gonflement ou bien pour le calcul du taux de gonflement.

➤ La pression de gonflement :

Méthode de David et Komornik, cité par Kabbaj 1989 :

$$\text{Log } P_g = 2,08 W_L + 0,006688 \gamma_d - 2,69 W + 0,132 \quad (W_L \text{ et la } W \text{ en décimale et } \gamma_d \text{ en kN/m}^3)$$

Méthode de David and Komornik ajustée par Bekkouche :

$$\text{Log } P_g = 0,0079182 W_L + 0,6342451 \gamma_d - 0,00161536 W + 1,1328183 \quad (W_L \text{ et la } W \text{ en pourcent et } \gamma_d \text{ en t/m}^3)$$

Modèle de Bekkouche 1 : $\text{Log } P_g = 0,01 I_p + 1,26\gamma_d - 0,008 W - 0,1M - 2,179$ (I_p et la W en pourcent et γ_d en t/m^3)

➤ **Le taux de gonflement :**

Modèle de Bekkouche 2 : $\text{Log } \varepsilon_s = -0,1 Z + 1,06 A + 0,22\gamma_d - 0,04 W + 0,82$ (Z en mètre, W en pourcent et γ_d en t/m^3)

L'application de la formule $\gamma_d(w)$ dans les équations de calcul du potentiel de gonflement à donner les résultats montrés dans Figures V.20, V.21 et V.22.

La droite de régression passe par l'origine et la grande majorité des points sont concentrés sur cette droite avec un coefficient de corrélation égale à 0,78 ce qui signifie l'égalité entre les valeurs de la pression de gonflement calculée en remplaçant le γ_d par le γ_d estimé et la pression de gonflement calculé en utilisant le γ_d mesuré au laboratoire.

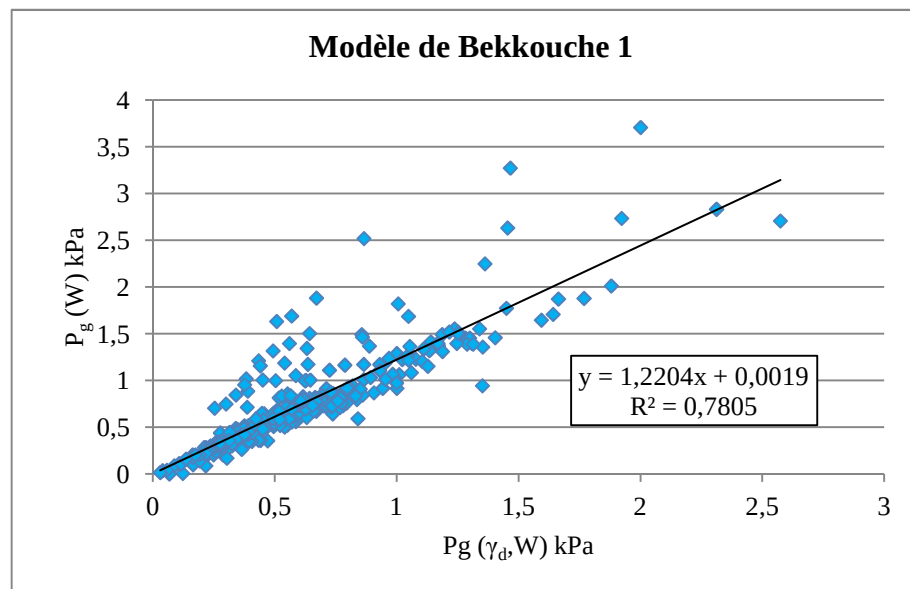


Figure. V. 20. Application sur le modèle de Bekkouche 1.

Ces figures montrent que pour la grande majorité des points, le calcul du potentiel du gonflement est faisable avec le remplacement de la densité sèche par la teneur en eau, ce qui simplifie encore ces équations de calcul estimatif comme suit :

V.6.1. Calcul simplifié de la pression de gonflement :

Méthode de David et Komornik, cité par Kabbaj 1989 :

$$\text{Log } P_g = 2,08W_L - 2,69165 W + 0,2842 \quad (W_L \text{ et } W \text{ en décimale et } \gamma_d \text{ en } \text{kN/m}^3)$$

Méthode de David and Komornik ajustée par Bekkouche :

$$\text{Log } P_g = 0,0079182 W_L - 0,017281211 W + 2,57636 \quad (W_L \text{ et } W \text{ en } \%)$$

Modèle de Bekkouche 1 :

$$\text{Log } P_g = 0,01 I_p - 0,089122 W - 0,1 M + 0,68876 \quad (I_p \text{ et } W \text{ en } \%)$$

V.6.2. Calcul simplifié du taux de gonflement :

Modèle de Bekkouche 2 :

$$\text{Log } \varepsilon_g = -0,1 Z + 1,06 A - 0,045434 W + 1,32072 \quad (Z \text{ en mètre, } A : \text{l'activité et } W \text{ en } \%)$$

La comparaison effectuée entre les modèles brutes et simplifiées montre que les valeurs ne marquent pas une différence, la droite de régression tracée entre les valeurs de potentiel de gonflement données par les modèles brutes et simplifiés est d'une forme de : $Y = X$ (Figs V.20, V.21 et V.22). Ces résultats montrent qu'il ya pas de différences entre les deux valeurs données par les deux modèles brute et simplifié. Donc pour une simplification des calculs le modèle simplifié est conseillé.

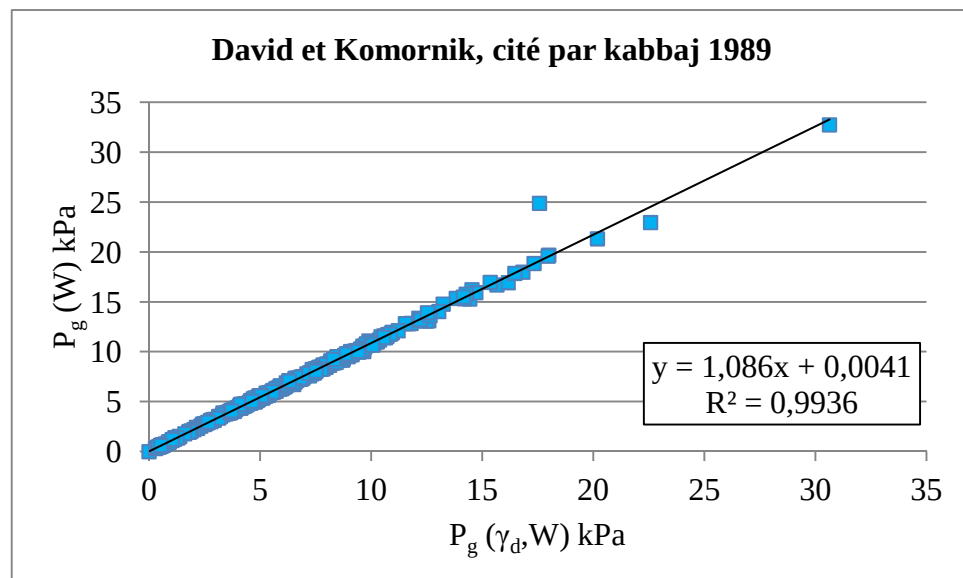


Figure V. 21. Application sur le modèle de David & Komornik, cité par Kabbaj 1989.

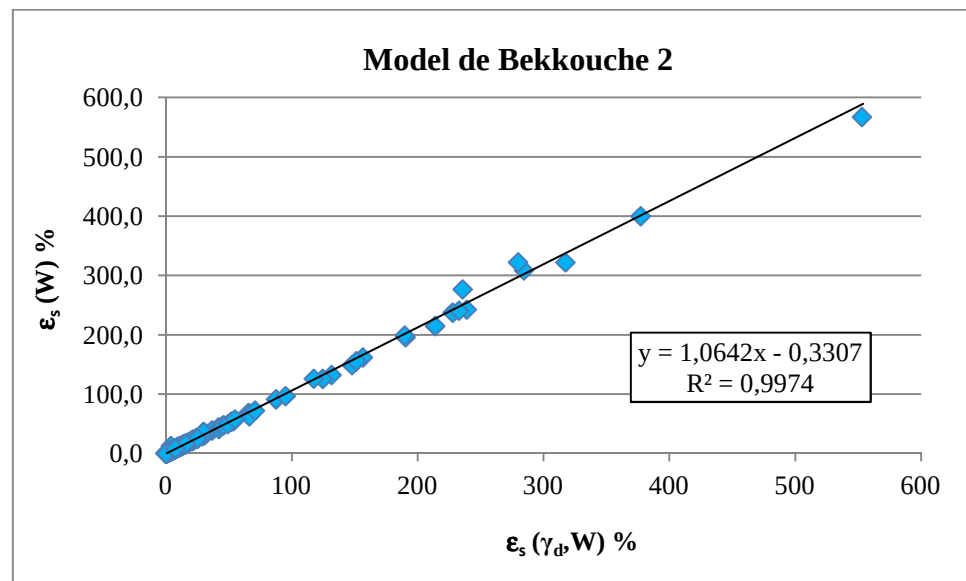


Figure V. 22. Application sur le modèle de Bekkouche 2.

V.6. CONCLUSION

L'étude a permis de contribuer à la caractérisation et à la compréhension du phénomène de gonflement. L'argile gonflante réagit au moment de sa mise en contact avec l'eau. Les premières réactions servent à préparer le sol à une phase d'expansion maximale en aspirant de l'eau. Ce comportement est subi par un nombre limité de particules argileuses gonflantes au début de leur contact avec l'eau, puis d'autres particules interviennent en fonction de la pénétration de l'eau dans le sol gonflant.

Le taux de la déformation verticale est dépendant de la charge sous la quelle l'échantillon subi un gonflement, plus la charge est proche de la pression de gonflement plus la déformation tend vers zéro (nulle). Le gonflement enregistré sous un chargement est très faible par rapport à celui enregistré sans application d'une contrainte, la raison pour la quelle le gonflement se manifeste uniquement dans les couches argileuses gonflantes superficielles.

La pression de gonflement marque aussi le même comportement. La contrainte initiale empêche ou réduit le gonflement d'un sol selon la méthode utilisée. La pression de gonflement est fortement liée à l'état initial du sol ; pour remettre un échantillon à son état initial après gonflement la contrainte à appliquer doit être plus importante que celle à appliquer quand le sol n'est pas gonflé. Ce comportement est expliqué par la formation des liaisons chimiques fortes lors de la saturation du sol. Les caractéristiques de gonflement sont très sensibles à la procédure d'essai, mis à part l'indice de gonflement ; ce dernier est moins affecté par le chemin de contrainte suivi au début et par l'état initial du sol. Ce paramètre de gonflement de deux paramètres à savoir : la minéralogie qui est un paramètre constant dans les sols et la structure argileuse.

Le gonflement des argiles dépend essentiellement de trois paramètres : la minéralogie, la texture argileuse et les paramètres d'état (γ_d et w_0). De nombreuses études ont étudiées l'influence de l'état initial du sol sur le potentiel de gonflement. Cependant notre étude a montré que la densité sèche peut être représentée par la teneur en eau, cette liaison est représentée sous forme d'un modèle de régression linéaire simple. Ce modèle a permis la simplification de l'écriture des modèles estimatifs de la pression et du taux de gonflement cités dans la littérature sans changer les résultats de l'estimation de potentiel de gonflement.

CHAPITRE VI

EFFET DES SOLLICITATIONS CYCLIQUES SUR LE POTENTIEL DE GONFLEMENT

Résumé du chapitre VI

Ce chapitre présente l'étude du comportement des argiles gonflantes vis-à-vis des sollicitations cycliques hydriques (saisonnières) et mécaniques. L'étude se base sur des échantillons intacts extraits à différentes profondeurs. Ces essais sont réalisés dans le but de suivre l'évolution de la structure argileuse sous l'effet des différentes sollicitations, et d'analyser l'apport des différents paramètres du sol au phénomène de retrait gonflement.

VI.1. INTRODUCTION

Au fil des années et des siècles, le sol en place est soumis à un ensemble de sollicitations saisonnières et mécaniques qui se présentent sous forme de variations de température et d'humidité (effet climatique) et de chargements cycliques de différentes intensités (effet mécanique). Ces sollicitations sont responsables du changement de l'état initial du sol qui se traduit par une modification de densité et de saturation à chaque cycle. Les travaux d'Al-Hamoud (1995) et de Dif et al. (1991), traitant l'effet du séchage-humidification sur les caractéristiques du gonflement des sols intacts (voir le paragraphe I.9.3 du chapitre I), montrent un phénomène de fatigue qui résulte des cycles de séchage–humidification qui se traduit par une baisse du potentiel de gonflement. Ce phénomène de fatigue est attribué par ses auteurs à trois facteurs :

- ❖ Réarrangement continu des particules du sol qui conduit de plus en plus à la déstructuration de la structure interne de l'argile ;
- ❖ Perte de confinement latérale après l'apparition des fissures ;
- ❖ Type d'argile présent dans le sol.

Une analyse du comportement des sols argileux à travers l'étude de certaines argiles algériennes sous l'effet des différentes sollicitations cycliques et de l'évolution de la fissuration de la macrostructure au cours des cycles saisonniers est proposée dans ce chapitre. Des observations au MEB sont également effectuées sur des échantillons soumis à un seul essai d'humidification séchage dans l'objectif de suivre l'évolution du comportement des minéraux argileux sous l'effet des sollicitations hydriques.

VI.2. ÉVOLUTION DU POTENTIEL DU GONFLEMENT SOUS DES SOLLICITATIONS MÉCANIQUES (CHARGEMENT-DÉCHARGEMENT)

Le principe consiste à réaliser des essais de gonflement libre, selon la norme française AFNOR, 1995, sur des échantillons d'argiles intacts issus de la région de Médéa. La procédure d'échantillonnage est semblable à celle donnée dans le chapitre IV.

Les courbes obtenues sont composées de trois phases : la phase de gonflement, la phase de chargement, et la phase de déchargement ; l'ensemble de ces phases forme un cycle de chargement-déchargement. Ces cycles sont répétés jusqu'à avoir approximativement la même déformation verticale.

VI. 2. 1. Procédure d'essai de chargement-déchargement

Les échantillons d'argile de Médéa sont soumis initialement à la charge du piston qui est égale à 7 kPa. Une fois, les déformations verticales sont stabilisées, la saturation est effectuée en remplissant la cellule avec une eau déminéralisée. À cet instant, la machine commence l'exécution du programme d'entrée (in put) ainsi que l'enregistrement des déformations verticales en fonction du temps. Lorsque l'échantillon ne présente plus de tendance au gonflement, le programme applique un chargement par paliers sur l'échantillon jusqu'à le remettre à son état initial. À la fin du chargement, le programme entame automatiquement le déchargement de l'échantillon en passant par trois paliers ; le dernier palier correspond au poids du piston. Durant

cette phase, les échantillons gonflent à nouveau jusqu'à ce qu'ils n'aient plus de tendance au gonflement. Ce cycle de chargement-déchargement est répété plusieurs fois jusqu'à obtention d'une convergence des taux de gonflement. Les résultats d'essais sont présentés dans les Figures VI.1, VI.2, VI.3 et VI.4.

VI. 2. 2. Discussion des résultats

Ces courbes permettent d'observer et de suivre le comportement des argiles étudiées sous l'effet de plusieurs cycles de chargement-déchargement. La forme de la courbe oedométrique est conservée malgré le nombre considérable de cycles et les courbes obtenues forment une boucle d'hystérésis. Par ailleurs, la déformation du sol diminue progressivement d'un cycle à un autre, sous l'effet du même chargement.

Au cours du premier et du deuxième cycle de chargement-déchargement, les déformations verticales enregistrées sont importantes et l'écart entre ces dernières et celles enregistrées dans la suite des cycles est également important. Cependant, l'écart entre les valeurs enregistrées à partir du troisième cycle est faible et converge vers zéro (Fig. VI.5). L'analyse des résultats obtenus montre que le taux de gonflement est fortement dépendant de l'état initial du sol. La pression de gonflement a eu aussi le même comportement que celui du taux de gonflement. La valeur enregistrée dans les deux premiers cycles présente un écart considérable par rapport à celles enregistrées dans les autres cycles.

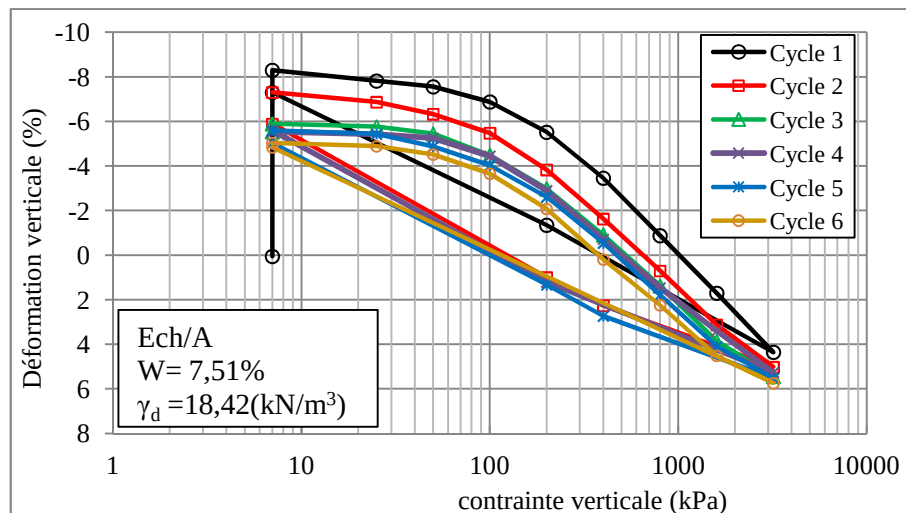
L'indice de gonflement (C_g) ne présente pas le même comportement avec ceux observés pour le taux et la pression de gonflement. Ce paramètre est moins affecté, d'une part, par les cycles de chargement-déchargement, et d'autre part, par l'état initial de l'échantillon ; il garde approximativement la même valeur. L'indice de gonflement est calculé à partir de la phase de déchargement. Dans les figures présentées ci-dessous, la phase de déchargement est représentée par des lignes. Lorsque ces lignes de déchargement sont parallèles entre elles, leurs pentes ne changent pas ; le coefficient de gonflement (C_g) est constant (Figs. VI.1, VI.2, VI.3 et VI.4). Dans ce cas l'indice de gonflement est affecté par la minéralogie et la texture argileuse, vu leurs rôles dans le gonflement.

L'indice de compressibilité est aussi un paramètre insensible aux modifications de l'état initial des échantillons, comme il est montré dans les figures ci-dessous.

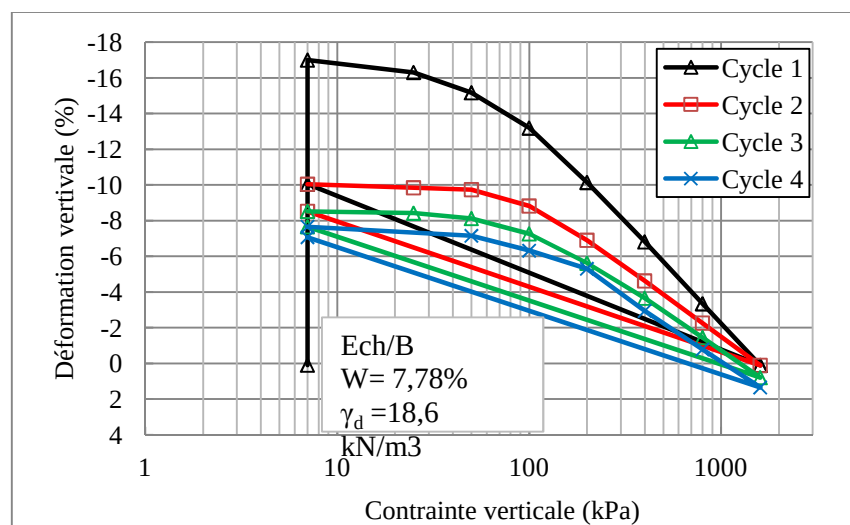
Les paramètres géotechniques d'identification montrent que les sols utilisés sont des argiles très plastiques avec des teneurs en eau faibles et des densités élevées (Tableau VI.1). Les paramètres de gonflement enregistrés au début et à la fin des cycles subissent une diminution importante du potentiel de gonflement au cours des cycles de chargement-déchargement.

Les Figures VI.5 et VI.6 présentent respectivement un récapitulatif de l'évolution du taux et de la pression de gonflement. La décroissance du taux et de la pression de gonflement se fait progressivement au cours des cycles de chargement-déchargement. L'échantillon commence à se stabiliser à partir du troisième cycle pour les échantillons à faible potentiel de gonflement (Ech/D), et à partir du cinquième cycle pour les échantillons qui ont un potentiel de gonflement élevé (Ech/B). Ce comportement peut s'expliquer par un probable réarrangement des particules

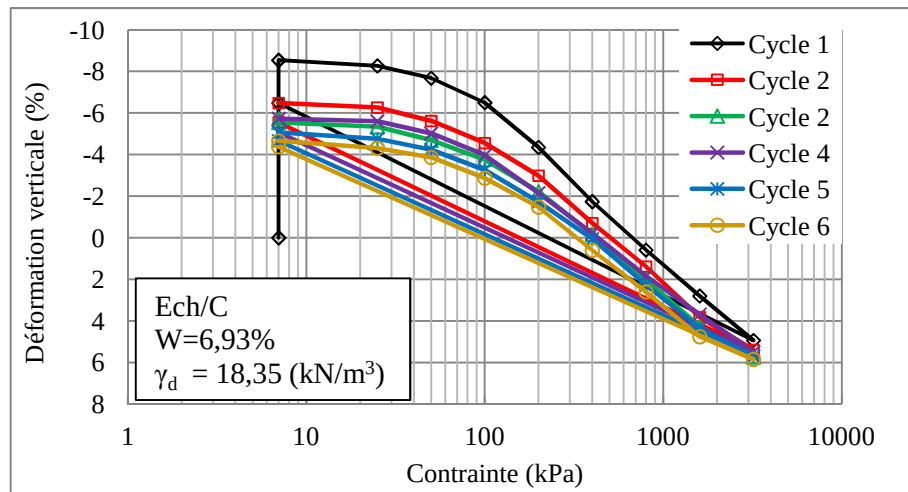
argileuses qui permet d'avoir un équilibre physico-chimique ; la cause pour la quelle ce comportement est accéléré dans les premiers cycles. Entre le troisième et le cinquième cycle, la structure du sol atteint une certaine stabilité et les caractéristiques de gonflement convergent vers des valeurs similaires. De ce fait, l'état initial dans les argiles gonflantes disparaît à partir du troisième cycle de chargement-déchargement et la déformation observée est donc celle des minéraux gonflants constituant le sol étudié.



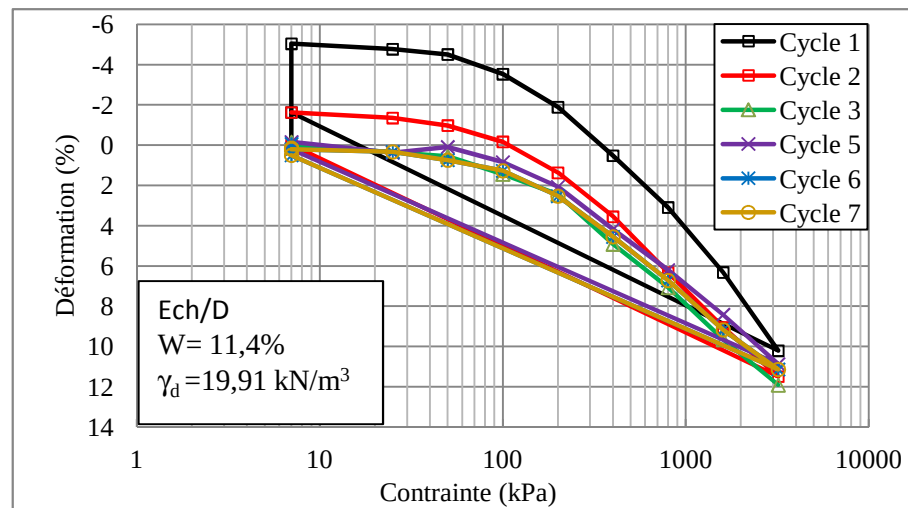
Figures VI.1 Courbe de chargement-déchargement cyclique (E4 2,6/3,0m).



Figures VI.2. Courbe de chargement déchargement cyclique (E7 1,4/1,9m).



Figures VI.3. Courbe de chargement déchargement cyclique (E4 2,6/3,0m).



Figures VI. 4. Courbe de chargement déchargement cyclique (E10 5,6/6,0m).

Tableau VI.1. Caractéristiques géotechniques des échantillons.

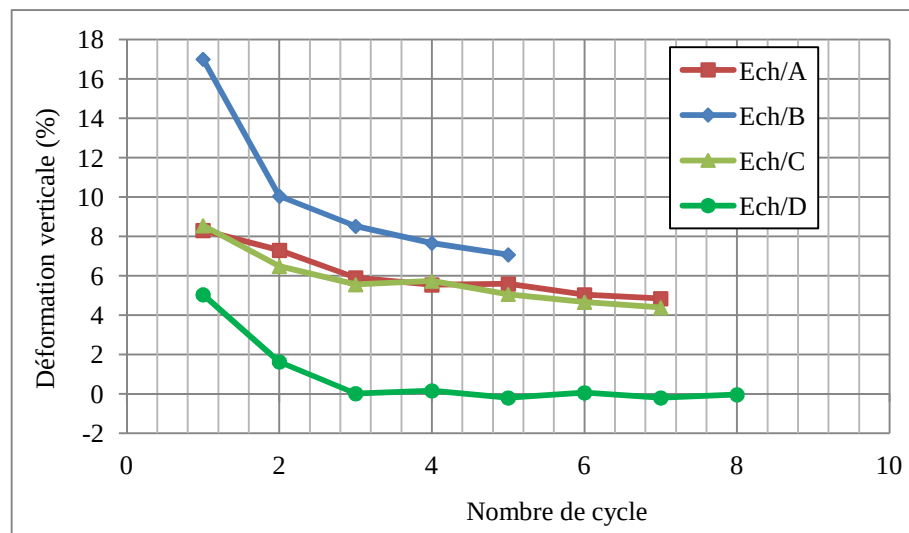
Paramètres	W ₀ (%)	γ _d (kN/m ³)	W _L (%)	I _p (%)	F _{2μm} (%)	P _{gi} (kPa)	P _{gf} (kPa)	A _{gi} (%)	A _{gf} (%)	Nombre de cycle
Ech/A	7,51	18,42	51,6	28,2	53	1000	380	8,30	4,84	6
Ech/B	7,78	18,6	51,6	28,2	60	1600	1000	17	7,07	4
Ech/C	6,93	18,3	51,6	28,2	53	1300	630	8,54	4,38	6
Ech/D	11,4	19,91	66,3	39,6	52	350	7	5,04	0,06	7

P_{gi} : Pression de gonflement après un cycle
 P_{gf} : Pression de gonflement après le dernier cycle
 A_{gi} : Taux de gonflement après un cycle
 A_{gf} : Taux de gonflement après le dernier cycle

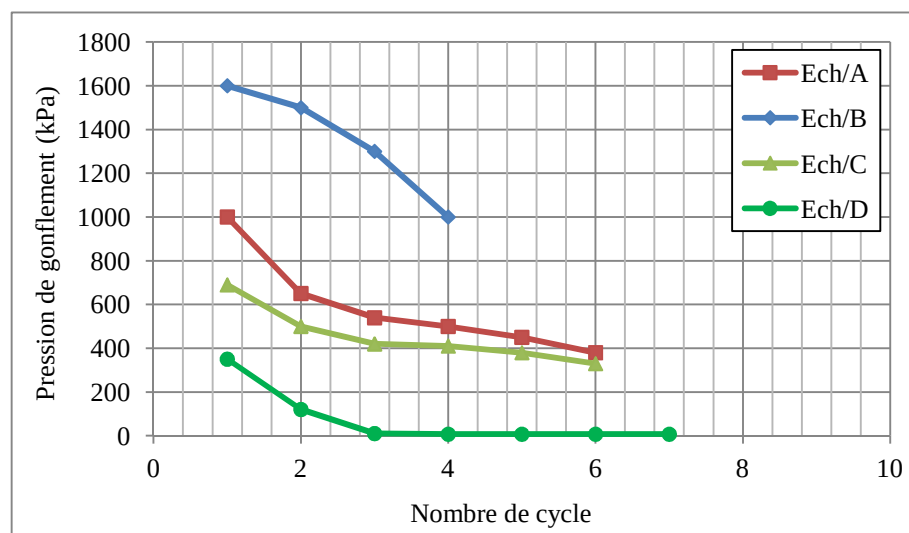
Les résultats obtenus dans les Figures VI.5 et VI.6 montrent aussi un rapport direct entre le nombre de cycles nécessaires pour stabiliser le rythme de retrait-gonflement et l'ampleur du

potentiel de gonflement ; dans le cas des sols à potentiel de gonflement élevé ou très élevé, la stabilisation nécessite plusieurs cycles pour être atteinte.

Ces résultats sont similaires à ceux obtenus par Al Hamoud et al (1995) et Dif et al (1991), mis à part le nombre de cycle qu'il faut effectuer pour avoir la stabilisation ; ceci peut être dû à la répartition des pourcentages des minéraux argileux et non argileux constituant les sols étudiés ainsi que leurs architectures microstructurales.



Figures VI.5. Présentation de l'évolution du taux de gonflement des argiles gonflantes de Médéa sous l'effet des cycles de chargement déchargement.



Figures VI.6. Présentation de l'évolution du taux de gonflement des argiles gonflantes de Médéa sous l'effet des cycles de chargement déchargement.

Le taux et la pression de gonflement sont influencés par l'état initial du sol. Par contre, l'indice de gonflement est moins affecté par ce dernier. Cependant, il est affecté par la minéralogie et la structure argileuse.

Ces résultats affirment que l'application d'une série de contraintes au cours du chargement contribue positivement dans le réarrangement et la stabilisation de la structure argileuse des sols gonflants.

VI. 3. ÉVOLUTION DE POTENTIEL DU GONFLEMENT SOUS DES SOLLICITATIONS SAISONNIÈRES (SÉCHAGE ET HUMIDIFICATION)

De nombreux travaux ont été menés pour simuler des déformations engendrées par des variations saisonnières représentées par des sollicitations hydriques cycliques. Ainsi de nombreux auteurs (Chen & Ma, 1987 ; Subba Rao & Satyadas, 1987 ; Al-Homoud & al., 1995; Basma & al., 1996; Tripathy & al., 2002 ; Geremew & Audiguier, 2009) ont étudié ces phénomènes sur des matériaux remaniés et compactés (voir chapitre I, paragraphe I.9.3).

Les conditions climatiques sont représentées, d'une part, par le séchage qui s'effectue dans les laboratoires en utilisant l'air sec et dans la nature par l'exposition des sols au soleil (source de chaleur) et le vent (humide ou sec selon les saisons), et d'autre part, par l'humidité qui est assurée dans le laboratoire par le mouillage et dans la nature par l'air humide et les précipitations.

Le climat est défini par une température, un pourcentage de précipitation, un degré d'humidité et du vent. Dans les zones aride et semi-aride, il est composé de deux saisons extrêmes telles que l'hiver et l'été ; l'hiver est caractérisé par de fortes précipitations, un pourcentage d'humidité élevé et de faibles températures, et l'été est caractérisé par un faible pourcentage d'humidité, une température élevée et l'absence presque permanente des précipitations. Avec l'évolution de technologie, ces conditions climatiques peuvent être réalisées dans une enceinte climatique.

Ce travail présente l'étude expérimentale réalisée sur le comportement des sols argileux gonflants sous l'effet des cycles climatiques hiver et été avec toutes leurs caractéristiques telles que la ventilation, la température, les précipitations et l'humidité. Deux campagnes d'essais cycliques ont été effectuées sur des échantillons intacts gonflants issus de différentes régions du nord Algérien en utilisant une enceinte climatique, à savoir :

- La première campagne d'essai concerne l'étude du comportement d'un sol de caractéristiques identiques.
- La deuxième campagne concerne l'étude du comportement des sols de différentes provenances et caractéristiques.

VI. 3.1. Étude de l'effet des sollicitations saisonnières sur des échantillons identiques.

VI.3.1.1. Procédure d'essai

L'étude est réalisée sur des échantillons d'argile intacte prélevée du site Haouche Beyzid (site 1) à Médéa. Ces échantillons sont taillés d'un même bloc de façon à avoir un diamètre de 63 mm et une hauteur de 25,4 mm. Ils sont ensuite enrobés latéralement avec des membranes

transparentes élastiques de faible rigidité afin de les maintenir radialement. Le principe d'essai consiste à exposer alternativement les échantillons aux cycles de séchage humidification. L'enceinte climatique est dotée d'un programme numérique sur lequel les caractéristiques saisonnières de ces deux cycles peuvent être définies.

Le séchage se fait à l'air sec, à une température variant entre 38°C et 45°C et un taux d'humidité de 3 %, jusqu'à avoir un poids constant (condition souvent rencontrées en été). Ensuite le programme passe automatiquement aux caractéristiques souvent rencontrées en hiver ; un taux d'humidité variant de 92% à 100% et une température variant entre -1°C et 3°C. La saturation se fait par la surface des échantillons. Cette phase s'achève après la saturation et le gonflement total des échantillons, en générale après 24 h.

L'évolution de la structure est suivi au cours des cycles de séchage humidification (retrait gonflement) par une prise de photos à chaque fin de cycle. Les résultats sont donnés dans les Figures VI.7, VI.8, VI.9.

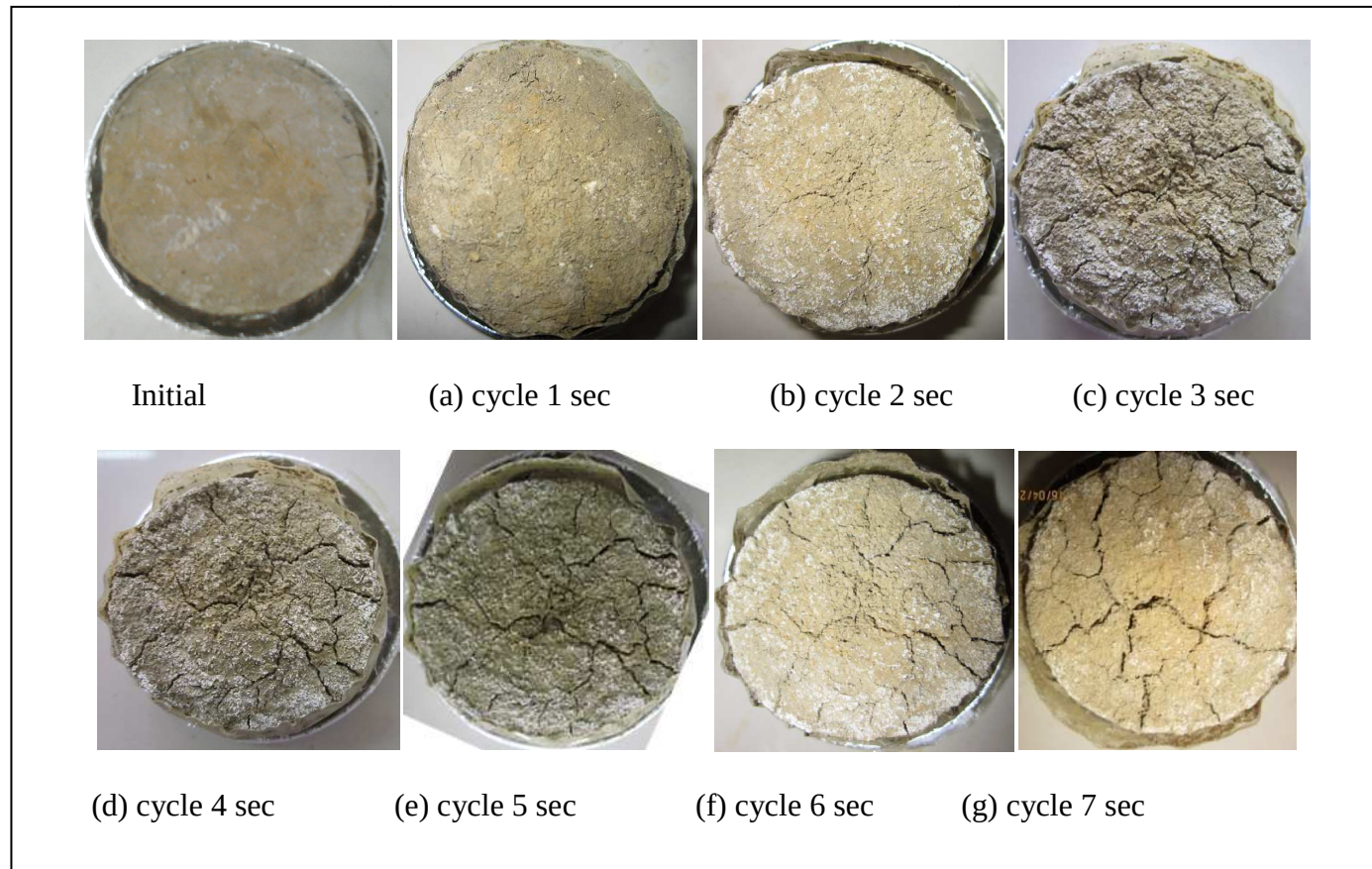
VI.3. 1.2. Analyse des observations

Les observations ont montré un retrait volumique irréversible de l'échantillon B1 durant la phase de séchage du premier cycle (Fig. VI.7) ainsi qu'un réarrangement de la texture surfacique. Les fissures commencent à s'ouvrir, à partir du deuxième cycle, elles réapparaissent à chaque phase de séchage. L'échantillon subit un retrait cumulé au cours des cycles de séchage humidification et l'élargissement des fissures est favorisé dans les plans de faiblesse préexistants et à l'intérieur des agrégats du sol.

Dans le cas de l'échantillon B5 (Fig. VI.8), un réseau de fissures est apparu juste après le premier cycle de séchage-humidification, ces mêmes fissures sont aussi réapparues dans le deuxième cycle, puis, elles commencent à s'effacer progressivement au cours des cycles suivants. Au cours du gonflement, un réarrangement des particules s'est produit dans la phase humide, ensuite dans la phase de séchage. Des fissures sont observées dans les sens horizontal et oblique et leurs ouvertures augmentent après chaque cycle de retrait gonflement.

L'échantillon B5 a subi un gonflement différentiel au cours des premiers cycles, cette allure est gardée même après stabilisation du rythme de retrait-gonflement au quatrième cycle et elle peut être expliquée par une distribution hétérogène des minéraux gonflants dans cet échantillon.

L'échantillon B4 (Fig. VI.9) a subi un retrait volumique dans le premier cycle. Dans la phase de saturation, des modifications dans la texture de l'échantillon sont observées dans la partie superficielle de cet échantillon (observation similaire dans les essais précédents de séchage-humidification). La phase d'humidification du deuxième cycle est caractérisée par l'ouverture d'une fissure qui se referme durant la phase de séchage, cette fissure représente un plan de rupture malgré l'horizontalité de l'échantillon B4. Le rythme de retrait-gonflement se stabilise à partir du 3^{ème} cycle.



Figures VI.7. Évolution de la structure argileuse au cours des cycles de retrait gonflement (Ech /B1).



(a) Initiale



(b) cycle 1 sec



(c) cycle 2 sec



(d1) cycle 3 humide



(d2) vue verticale



(e) sèche cycle 3



(f) cycle 4 Sèche



(g1) cycle 4 Humide



(g2) vue verticale



(h) cycle 5 sec



(i1) cycle 6 sec



(i2) vue verticale

Figures VI.8. Évolution de la structure argileuse au cours des cycles de retrait gonflement (Ech /B5).



Figures. VI.9. Évolution de la structure argileuse aux cours des cycles de retrait gonflement (Ech /B4).

VI.3. 1.3. Récapitulatif des résultats

Les échantillons du même milieu présentent des comportements différents vis-à-vis du retrait-gonflement. Ce comportement dépend du degré d'hétérogénéité du sol ainsi que des conditions in situ (la topographie et la géologie).

La fissuration est orientée dans tous les sens et elle apparait à différents endroits au cours des premiers cycles. À chaque phase d'humidification, des modifications apparaissent dans la macrostructure de l'échantillon, ce comportement se produit dans le but d'atteindre un équilibre

physico-chimique entre les particules argileuses. Une fois l'équilibre est atteint, le rythme de retrait-gonflement se stabilise, cela se produit à partir du quatrième cycle.

L'absence des contraintes existantes in situ a un effet sur le comportement des argiles vis-à-vis du phénomène de retrait-gonflement ; l'annulation des contraintes engendrées par le changement du milieu poussent les échantillons à s'adapter à la nouvelle situation, en se comportant différemment sous l'effet d'hydratation, ces modifications produites essentiellement dans la microstructure et la macrostructure se stabilisent après un certains nombre de cycle.

VI.3. 2. Étude de l'effet des sollicitations saisonnières sur des échantillons différents

La procédure d'essai précédente est reproduite en utilisant des échantillons prélevés des sites suivants : Bordj Menaiel, Sétif et Médéa. Cette campagne d'essai est réalisée dans le but d'analyser le comportement macroscopique de différentes formations argileuses gonflantes sous l'effet des sollicitations saisonnières. Les caractéristiques géotechniques de ces échantillons sont présentées dans le Tableau V.2. L'ensemble des échantillons est d'une densité sèche élevée et d'une teneur en eau moyenne. Le comportement des argiles étudiées est présenté dans les Figures VI.10, VI. 11 et VI.12.

Tableau V.2. Caractéristiques d'identification des échantillons.

Paramètres	W_0	γ_d	W_L	I_p	F 2 μ m
Ech/D (Médéa) S10 5,65	11,4	19,91	66,3	39,6	52
Ech/E (Bordj Ménaiel) E1 2,20-2,65m	12,70	20,26	-	-	-
Ech/F (Sétif) S1 7,30-7,50 m	17,16	19,4	67	28,39	-

VI.3.2.1. Analyse des observations

L'évolution de la microstructure au cours des cycles de retrait gonflement de l'échantillon D2, extrait du site Haouch Beyzid de la région de Médéa, est présenté dans la Figure VI.10.

Le premier cycle est caractérisé par le rétrécissement volumique de l'échantillon après séchage et l'apparition d'un effritement des agrégats durant les deux phases de retrait-gonflement. Des réarrangements se sont produits durant les phases de gonflement du deuxième, troisième, quatrième et cinquième cycle. Ces réarrangements ont engendrés l'effritement progressif de l'échantillon et l'augmentation de sa perméabilité. Au cours du sixième cycle, la température a baissé jusqu'à -1 °C, l'eau a gelé dans les pores et l'échantillon a subi une déformation importante dans les deux sens : vertical et horizontal, lors du séchage de larges fissures sont apparues suite à la fonte du gel.

Cet échantillon a subi beaucoup de modifications structurales au cours des cycles de séchage humidification et la présence du gel a favorisé l'élargissement des fentes de retrait.



Figure. VI.10. Évolution de la structure argileuse au cours des cycles de retrait gonflement (Ech /D2).

L'échantillon E2 est extrait du site de Bordj Menaiel de la région de Boumerdès. Cet échantillon a subi un gonflement important dans le sens vertical durant la phase d'humidification. Lors du séchage, le retrait s'est manifesté plus dans le sens horizontal sans apparition de fissures sur la surface de l'échantillon. La Figure VI.11 montre l'effritement de l'échantillon en petits agrégats sous l'effet des cycles de retrait-gonflement. La fissuration est apparue à partir du deuxième cycle, puis, elle s'efface au cours de l'humidification et réapparaît ensuite sous l'effet du séchage avec une intensité et des épaisseurs plus importantes. Les fentes de retrait tendent à se stabiliser à partir du 5^{ème} cycle et la déformation verticale a légèrement évoluée au cours des cycles avec l'évolution des fissures de retrait.



Figures. VI.11. Évolution de la structure argileuse au cours des cycles de retrait gonflement (Ech /E2).

La Figure VI.12 montre l'évolution du comportement de l'échantillon F2, extrait de la région de Sétif, au cours des cycles de retrait-gonflement. Cet échantillon a subi les mêmes modifications structurales que celles observées sur les échantillons D2 et E2 ; les agrégats se sont effrités puis réarrangés. Ce mouvement engendre l'ouverture de nouvelles fissures de retrait à chaque phase de séchage. Les fentes de retrait sont stabilisées à partir du sixième cycle de séchage-humidification.



Figures. VI.12. Évolution de la structure argileuse au cours des cycles de retrait gonflement (Ech /F2).

VI.3.2.2. Récapitulatif des observations

L'analyse des observations a montré que les échantillons étudiés ont réagi à chaque sollicitation hydrique (retrait-gonflement), le comportement de l'ensemble des échantillons se résume comme suit :

- Durant le premier cycle d'humidification, la saturation des échantillons s'est déroulée lentement, le gonflement s'est produit aussi lentement à cause de la faible perméabilité des échantillons d'argile ;
- À partir du deuxième cycle, un réseau poreux s'est développé dans la structure argileuse, ce dernier a pour effet l'amélioration de la perméabilité. Ce comportement a été signalé par plusieurs auteurs (Dif et Bluemel, 1991 ; Geremew & Audiguier, 2009 ; ect).
- Le séchage se déroule de la même manière que la saturation et le gonflement ; il se produit de l'extérieur vers l'intérieur de l'échantillon qui rétréci à son tour davantage avec l'évaporation de l'eau ;
- Le retrait s'exprime différemment au cours des trois à quatre premiers cycles. Les agrégats s'effritent progressivement au cours des cycles de retrait-gonflement, puis ils subissent un réarrangement.
- Le retrait observé s'est produit plus dans le sens horizontal que dans le sens vertical et de nouvelles fissures sont apparues au cours de chaque séchage, puis, elles s'effacent suite l'humidification. La déformation verticale augmente peu après le premier cycle de retrait-gonflement et le rythme de retrait gonflement se stabilise à partir du cinquième cycle.
- Le gel-dégel a un effet favorable sur l'ouverture des fentes de retrait.

VI.4. EFFET DU MODE DE SATURATION SUR L'EVOLUTION DU RETRAIT GONFLEMENT

Les problèmes de la géotechnique liés à l'infiltration des eaux dans les sols sont divers et nombreux. L'eau est connue pour son effet sur les argiles gonflantes. Cependant, le chemin de l'eau a-t-il une influence sur la déformation des sols ? Afin de répondre à cette question des essais de retrait-gonflement sont réalisés sur des échantillons similaires à D2, E2 et F2, avec la procédure d'essai citée dans le paragraphe VI.3.2.2 en modifiant le mode de saturation : par infiltration et par capillarité.

VI.4. 1. Saturation par infiltration

Ce mode représente le cas de pénétration de l'eau dans le sol par la surface sous l'effet de la gravité. Les observations et la discussion sont présentées précédemment dans VI.3.2.2.

VI.4.2. Saturation par capillarité

La saturation par capillarité représente le cas des remontées des eaux souterraines et les eaux des réseaux d'assainissement endommagés, la circulation se fait dans le sens contraire de la gravité. La saturation des échantillons se fait manuellement dans l'enceinte climatique tout en gardant le réglage précédent des paramètres climatiques.

Le comportement des échantillons au cours des cycles de retrait- gonflement est présenté dans les Figures VI.13, VI.14, VI.15 et VI.16.

VI.4. 2. 1. Analyse des observations

L'analyse du comportement de l'échantillon B2 (Fig. VI.13), prélevé du site de Haouch Beyzid à Médéa, montre que lorsque l'eau monte de la base vers la surface par capillarité, la structure du sol subit moins de remaniement comparé à celle d'un sol saturé par la surface.

Au début de la phase de la saturation, la partie supérieure sèche de cet échantillon a subi un léger soulèvement puis un éclatement, ce comportement provient des poussées appliquées par la partie inférieure gonflée. Par ailleurs, une importante déformation verticale accompagnée de fissures dans le sens vertical est observée. L'échantillon s'est effrité progressivement au cours des cycles d'humidification-séchage et s'est fissuré dans le sens vertical et horizontal. Cependant, les fentes de retrait ne sont pas aussi nombreuses comparées à celles observées sur les échantillons saturés par la surface.

Ces fissures ont créées des discontinuités dans la structure de l'échantillon, à cet effet la saturation par capillarité est devenue très lente. Le rythme de retrait s'est stabilisé à partir du troisième cycle.

Une couleur blanchâtre a couvert progressivement la surface de l'échantillon B2, au cours des cycles de séchage-humidification, formant une fine couche blanchâtre. Cette dernière représente un cumul de sels entraînés par l'eau lors de la remonté capillaire. Les analyses chimiques ont montré que l'échantillon contient un pourcentage de 25,3 % de carbonate de calcium (CaCO_3) et des traces de sulfate ; de ce fait, la couche blanchâtre présente les sels de carbonate de calcium.

L'échantillon D1, prélevé du site Haouch Beyzid de Médéa, a subi un éclatement sur les cotés lors du gonflement. Tout comme B2, l'échantillon D1 a aussi subi un effritement en surface avec l'apparition des fentes de retrait de différentes épaisseurs. Le retrait est observé plus dans le sens horizontal et le gonflement plus dans le sens vertical. Cet échantillon a subi un cumul de gonflement car lors du retrait, l'échantillon ne revient pas à sa hauteur initiale.

La stabilisation du rythme de retrait gonflement est atteinte à partir du quatrième cycle. La couleur blanchâtre est apparue en surface à partir du quatrième cycle, vu le faible taux de carbonates de calcium contenu dans cet échantillon (Fig. VI.14)



Figures VI.13. Évolution de la structure argileuse au cours des cycles de retrait gonflement (imbibition à la base, Ech /B2).

Le comportement de l'échantillon E1, prélevé du site Bordj Menaiel de la région de Boumerdès, ne diffère pas trop de celui observé pour le cas de la saturation par la surface ; l'échantillon s'est effrité en petites particules suite à l'absorption d'eau et au gonflement. Au cours des cycles de retrait-gonflement. Une large fissure est apparue durant le premier et le deuxième cycle puis elle disparaît durant le troisième cycle. A partir du quatrième cycle, un réseau de fissures de faibles épaisseurs est apparu (Fig. VI.15) ; ces épaisseurs s'élargissent par la suite à partir du cinquième cycle et elles ne disparaissent pas dans les cycles qui suivent. Le

gonflement n'est pas important dans le sens vertical, par contre, le retrait horizontal est de plus en plus important. Cet échantillon est constitué d'un sol marneux argileux ; la partie marneuse grisâtre se couvre de carbonates de calcium à partir du quatrième cycle.



(a) Initiale



(b) séchage cycle



(c) Humide cycle 1



(d) séchage cycle 1



(e) cycle 2 humide



(f) sèche cycle 2



(g) cycle 3 Humide



(h) cycle 3 Sèche



(i) cycle 4 humide



(j) cycle 4 sèche



(k1) cycle 5 sèche



(k2) vue verticale



(l) cycle 6 sèche



(m) cycle 6 humide



(n) cycle 7 sec



(n) Vue

Figures. VI.14. Évolution de la structure argileuse au cours des cycles de retrait gonflement (imbibition à la base, Ech /D1).

Le comportement de l'échantillon F1 extrait de la région de Sétif est similaire à celui de B2 et D1. Sous l'effet de l'eau, le sol a subi un éclatement et effritement progressif au cours des cycles de séchage humidification. Les fissures de retrait ont apparues dans tous les plans et les échantillons se sont effrités en morceaux de tailles moyennes. La déformation verticale observée sur l'échantillon F1 est importante par rapport à celle observée sur F2 et l'élargissement des fissures de retrait augmente la perméabilité des argiles et ralentit leur saturation par capillarité. (Voir Figure VI.16). La couleur blanchâtre couvre la surface des échantillons marneux et argileux marneux à partir du deuxième cycle de séchage-humidification. En outre, ce comportement peut favoriser le gonflement, vu l'effet stabilisateur des carbonates de calcium dans les argiles gonflantes.



Figures. VI.15. Évolution de la structure argileuse au cours des cycles de retrait gonflement (imbibition à la base, Ech /E1).



Figures VI.16. Évolution de la structure argileuse au cours des cycles de retrait gonflement (Imbibition à la base, Ech /F1).

VI. 4. 3. Récapitulatif des résultats de l'étude de l'influence du mode de saturation sur l'évolution de retrait-gonflement

Les échantillons réagissent de la même manière sous l'effet de l'eau ; un éclatement de la partie supérieure sèche s'est produit après la saturation de la partie basse de l'échantillon, suivi d'un effritement. Les grosses particules s'effritent aussi à leurs tours au cours des cycles de retrait-gonflement ; ce comportement est observé pour les échantillons B2, F1 et D1 constitués d'une argile très plastique. Les fentes de retrait sont composées de fissures principales et fissures secondaires. Les fissures principales sont les fissures qui apparaissent à chaque séchage avec une épaisseur évoluée et les fissures secondaires sont celles qui apparaissent dans un cycle et disparaissent dans un autre ; leurs épaisseurs sont faibles.

La déformation verticale au premier cycle d'humidification est importante. Cependant, celle des autres cycles était juste un cumul des premières déformations. L'épaisseur des fissures horizontales augmente progressivement d'un cycle à l'autre. Les échantillons ont acquis un rythme de retrait-gonflement plus ou moins stable vers le sixième cycle.

La remontée des eaux par capillarité cause le transport des sels dissout dans l'eau jusqu'à la surface. Ce phénomène peut être observé après séchage de la surface du sol. Dans le cas des échantillons marneux, la couleur blanchâtre apparaît en surface à partir des premiers cycles. Ce comportement favorise le gonflement sous l'action de la diminution progressive des carbonates de calcium caractérisée par un effet stabilisateur des argiles gonflantes.

VI.5. ÉVOLUTION DE LA TEXTURE ARGILEUSE APRÈS UN CYCLE DE RETRAIT-GONFLEMENT

Ce travail est effectué sur des sols gonflants de la région de Médéa. Une partie des observations est effectuée sur des échantillons intacts et l'autre partie est effectuée sur des échantillons soumis à un cycle de séchage humidification.

Les observations MEB effectuées sur l'ensemble des échantillons montrent la disposition des particules ainsi que leurs formes selon le degré d'agrandissement :

- Avec un agrandissement de $\times 500$, les images montrent la répartition des particules et la présence des fissures et de pores. Ces images présentent un agrandissement sur la macro structure comme le montre les Figures VI.17 et VI.18.

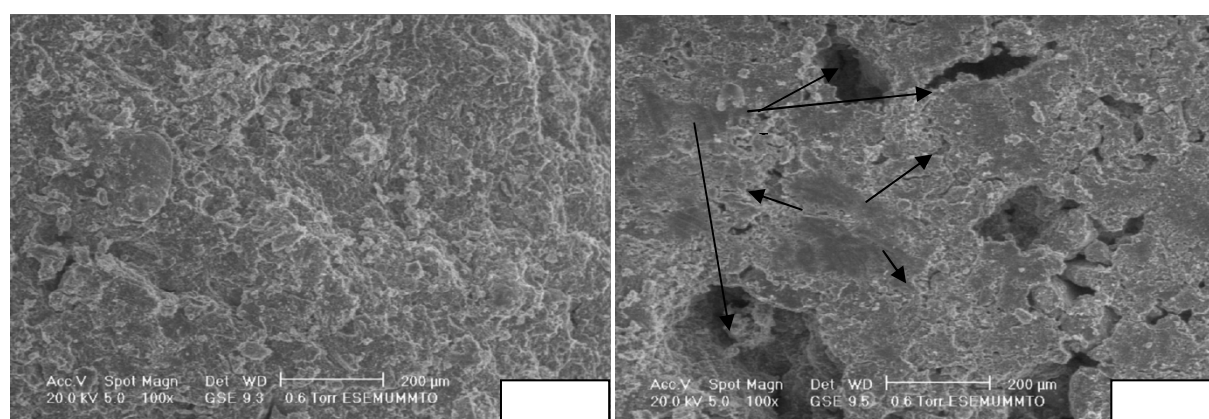
- Avec un agrandissement de $\times 3000$, il y a possibilité de distinction et d'observation de la compacité et de l'hétérogénéité des différents minéraux ainsi que la disposition des feuillets argileux.

L'objectif de cette étude est de montrer l'évolution de la structure argileuse après un cycle de retrait-gonflement. Les observations obtenues à partir des images MEB se résument ci-dessous :

Les images prises sur des sols intacts montrent des feuillets d'une surface importante et continue, voir Figures VI.18a, VI.20a et VI.21a. Les minéraux de type kaolinite sont disposés parallèlement entre eux (Fig. VI. 19a). Par contre, les chlorites et la montmorillonite sont disposés anarchiquement (Fig. VI.18a). Des minéraux non argileux sont aussi observés à l'exemple des micas (Fig. VI.20).

Les images prises sur des sols ayant subi un cycle de retrait-gonflement montrent un effritement des particules argileuses et l'apparition de micro-fissures et de micro-pores de différentes dimensions (Figs. VI.17, VI.19 et VI.20). Par ailleurs, l'aspect parallèle des feuillets argileux est préservé dans la majorité des observations MEB.

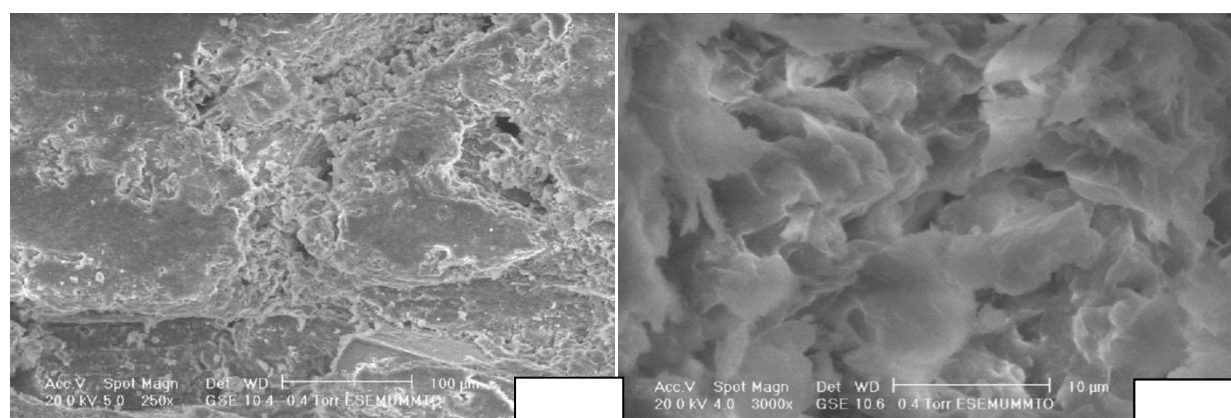
L'ensemble des observations obtenues après un cycle de retrait-gonflement montrent l'ouverture de nouvelles fissures et l'augmentation de la porosité dans les échantillons ; ce qui engendre l'augmentation de la perméabilité des argiles gonflantes après avoir subi des cycles de retrait-gonflement.



(a) Intact

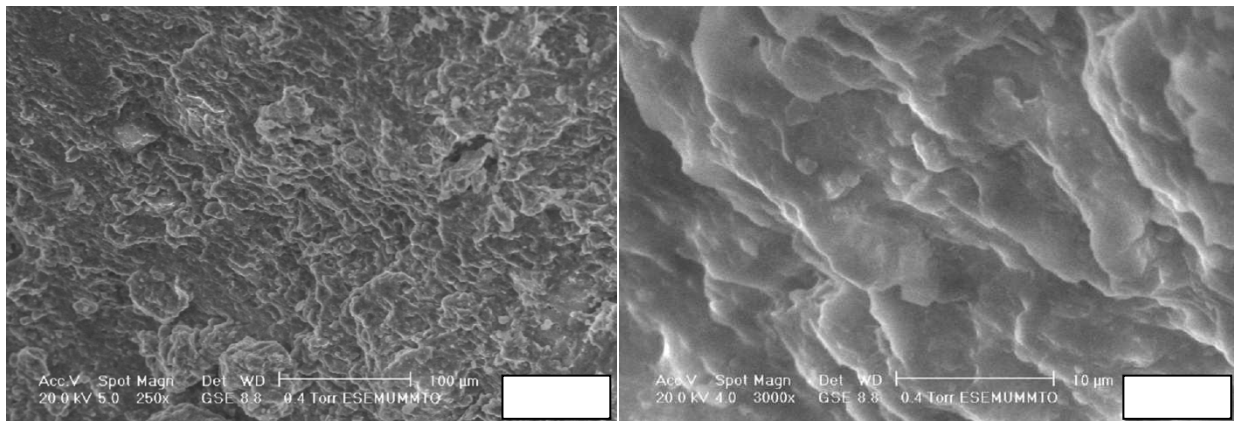
(b) Après un cycle de retrait gonflement

Figure VI.17. Image MEB réalisée sur un échantillon extrait du Site 1 (E6 5,35/5,70) Médéa.



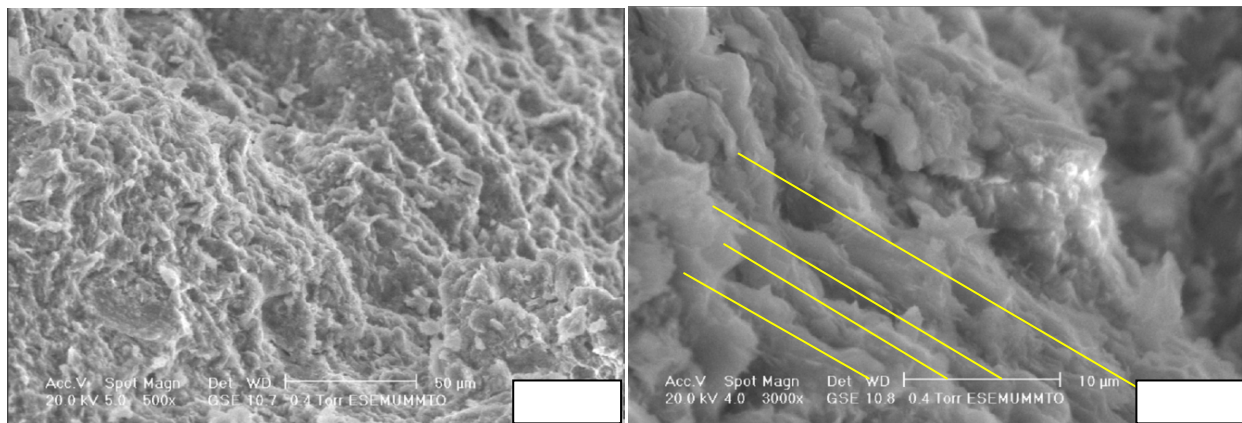
(a) Intact

Figure VI.18.a. Image MEB réalisée sur un échantillon extrait du Site 1 (E5 5,0/6,0) Médéa.

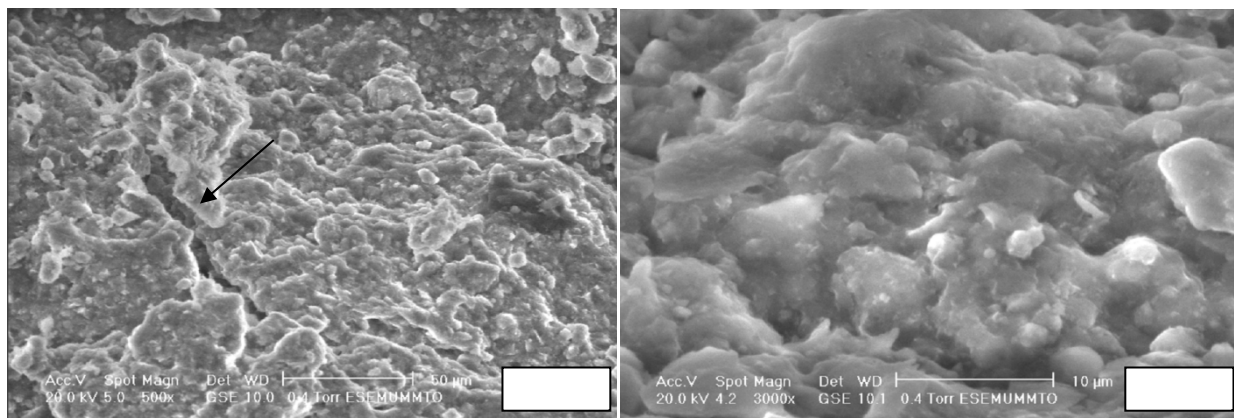


(b) Après un cycle de retrait gonflement

Figure VI.18b. Image MEB réalisée sur un échantillon extrait du Site1 (E5 5,0/6,0) Médéa.

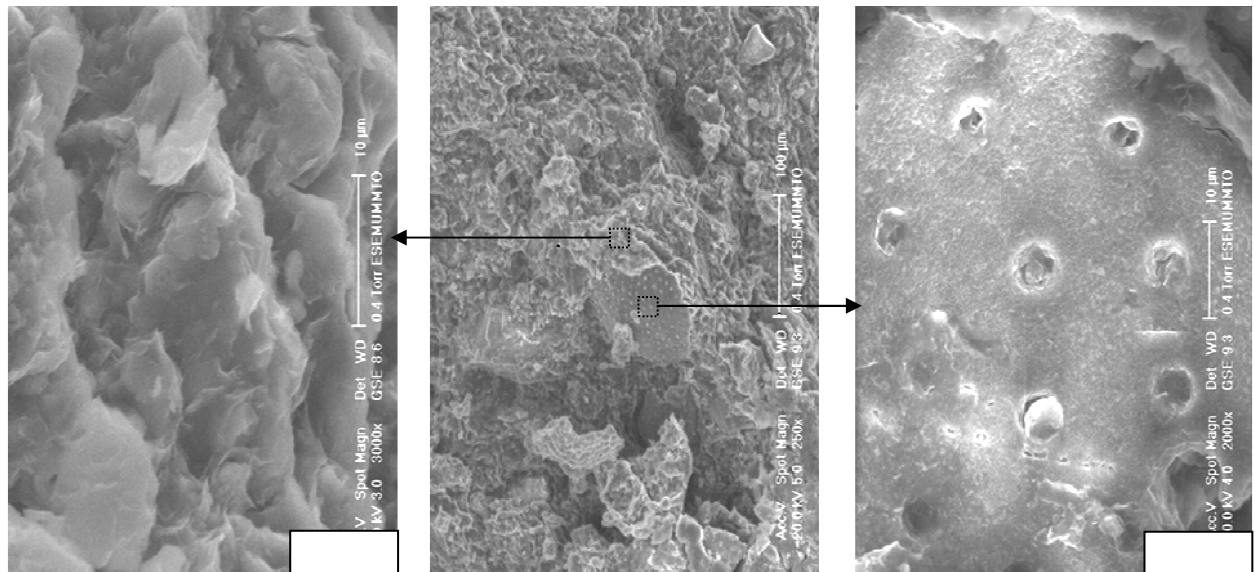


(a) Intact

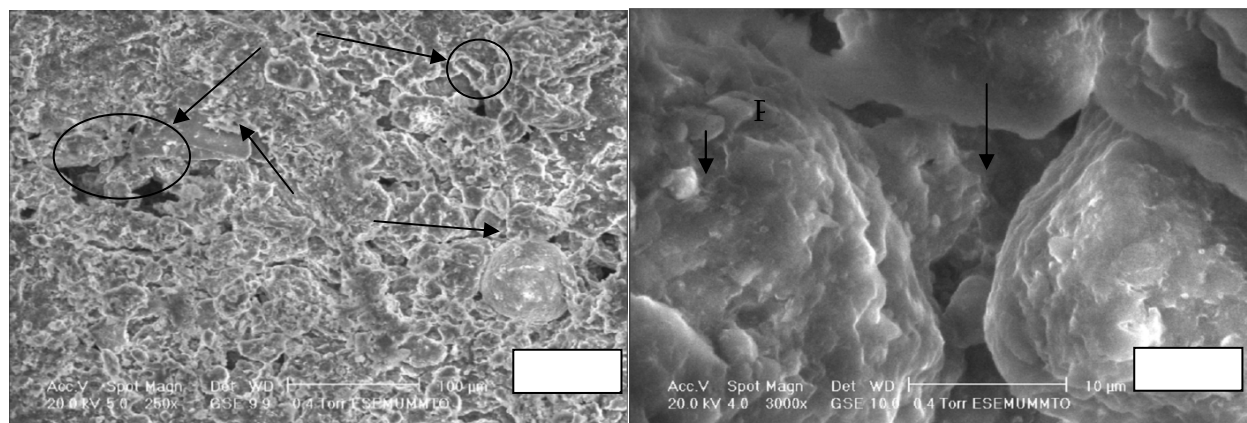


(b) Après un cycle de retrait gonflement

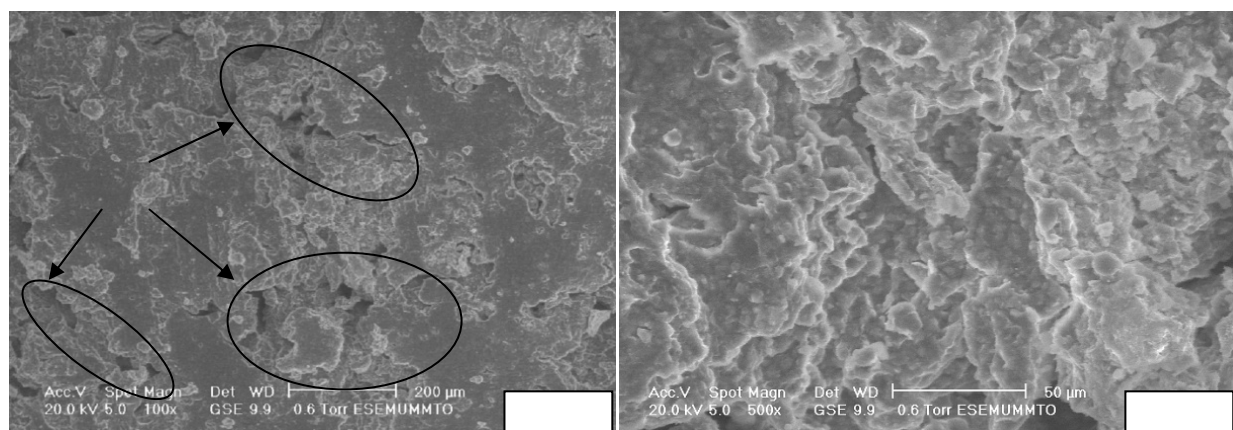
Figure VI.19 Image MEB réalisée sur un échantillon extrait du Site2 (E4 6,0/6,45m) Médéa.



(a) Intact



(b) Après un cycle de retrait gonflement

Figure VI.20. Image MEB réalisée sur un échantillon extrait du Site2 (E10 0,5/1,0m)
Médéa.

(a)

(b)

Figure VI.21. Images au MEB d'un échantillon (S5 prof 5,0-5,5m) remanié d'argile du site
Haouch Beyzid; Médéa.

Le sol subit un mouvement dans le sens vertical et horizontal au cours du gonflement avec la création de nouvelles liaisons chimiques à base de l'eau. Cependant, lors du retrait, ces liaisons de nature H-OH disparaissent en laissant des discontinuités dans la texture du sol ; ces discontinuités sont observées sous forme de fentes ou de pores.

Les changements macrostructuraux observés en surface des échantillons ne sont que le résultat de la modification de la macrostructure sous l'effet de retrait-gonflement. Les macro-fissures s'accumulent pour former des fentes de retrait réparties dans tous les sens et visible à l'œil nu.

Les Figures VI.22 et VI.23 présentent deux états d'un sol gonflant : Le premier est observé à l'état intact et le second est observé après un cycle de retrait gonflement. Ces figures montrent clairement la différence d'état entre ces deux échantillons ; la surface de l'échantillon est lisse dans l'état intact avec une forme géométrique maintenue contrairement au deuxième échantillon où la surface est rugueuse et la forme a subi des modifications ou un remaniement.

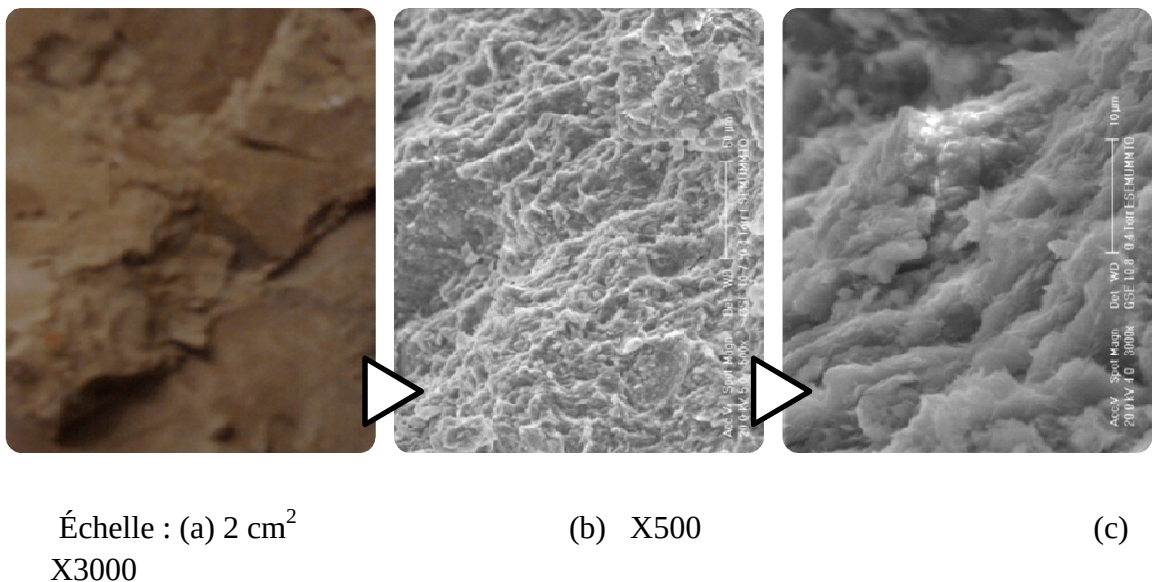
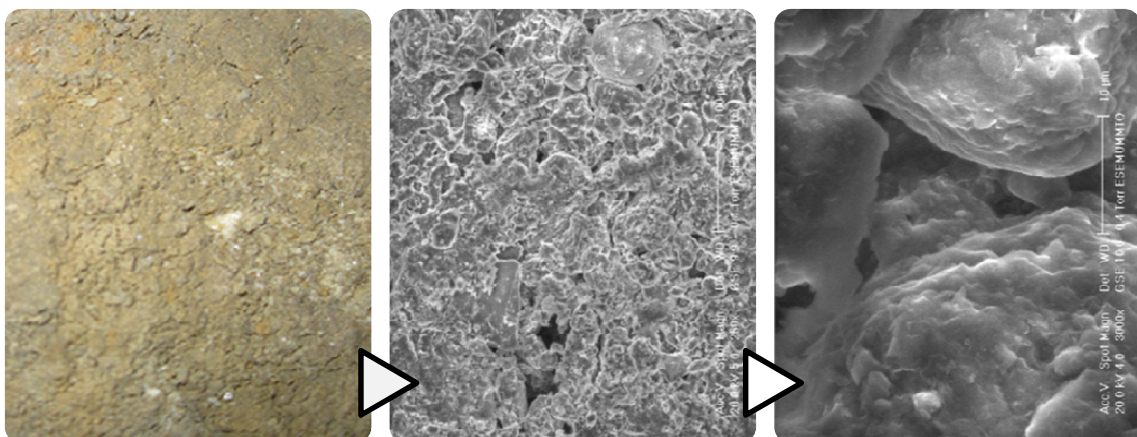


Figure VI.22. Exemple d'image correspondante aux échantillons intacts extraits à une profondeur de 6 mètres.



Échelle : (a) 2 cm^2
X3000

(b) X500

(c)

Figure VI.23. Exemple d'image correspondante aux échantillons ayant subi un cycle de retrait-gonflement.

IV.6. ÉTUDE D'UN CAS PATHOLOGIQUE CAUSÉ PAR L'EFFET DES SOLLICITATIONS SAISONNIÈRES : CAS D'UN MOUVEMENT DE TERRAINS

Le site de la résidence universitaire, localisé à Médéa, est constitué dans l'ensemble d'un remblai en surface d'environ 1,5 m suivi d'une couche d'argile marneuse bariolée d'une épaisseur de 3 m. Cette couche est caractérisée par de faibles passages sableux ou caillouteux (grés) d'environ 20 cm qui surmonte un substratum marneux compact. Les résultats de l'investigation géotechnique ont montré que les sols rencontrés sont caractérisés par un potentiel de gonflement élevé. Un ensemble d'indices liés au phénomène de retrait-gonflement est observé lors de la visite effectuée au site ; il s'agit par exemple des fentes de retrait et de la présence de l'eau. Un mouvement de terrain est aussi observé ; ce dernier a causé des désordres d'ampleurs variables, tels que le déplacement du sol suivant la pente, érosion du sol des fondations et destruction des ouvrages de génie civil (Figs. VI. 24, VI. 25, VI.26, VI.27 et VI. 28).



Figure VI. 24. Érosion du sol des fondations.



Figure VI. 25. Réseau d'assainissement détruit.



Figure VI. 26. Cisaillement d'un revêtement.



Figure VI. 27. Déplacement des masses de sols et érosion.



Figure VI. 28. Destruction d'une chaufferie réalisée en béton armé.

VI.6.1. Causes des désordres

En plus des résultats de laboratoire qui confirme la présence du phénomène de gonflement, les observations in situ montrent la présence de larges fentes de retrait d'une profondeur d'environ 50 cm et d'un écoulement superficiel souterrain des eaux usées et pluviales sous l'effet de la pente du terrain qui est d'environ 30° , comme le montre la Figure VI. 29.



(a) Apparition des eaux au pied d'un talus.

(b) écoulement des eaux superficielles.

(c) fentes de retrait observées en mois de mai.

Figures VI. 29. Les principales causes du mouvement de terrains observé dans le site de la résidence universitaire.

Le mouvement de terrain observé sur le site de la cité universitaire est induit par l'effet de deux phénomènes à savoir le retrait gonflement et l'érosion.

L'eau est le facteur principal des différents dommages observés sur le site. Des écoulements ont été remarqués en surface et en profondeur. L'alternance de retrait gonflement des terrains a endommagé tous les réseaux d'assainissement qui se trouvent proche de la surface, ce qui a permis à l'eau de s'écouler librement sous l'effet de la gravité en cherchant le passage le plus adéquat. L'eau s'infiltre dans la couche superficielle très perméable et de faible densité grâce aux fissures de retrait. En outre, les caractéristiques mécaniques d'un sol à l'état gonflé sont très faibles (Yenes et al., 2012) et ce dernier devient très facile à transporter par les eaux usées qui sont en écoulement permanent, et facile à cisailer sous l'effet de son poids et la pente.

L'endommagement du réseau d'assainissement implanté à moins de trois mètres du mur de clôture a engendré l'érosion du sol de fondation puis le tassement et le renversement de ce mur (Fig VI.24).

Le remblai est constitué principalement d'une matrice argileuse très plastique, sableuse caillouteuse par endroit, ce qui justifie la différence de perméabilité d'un endroit à un autre. Une stagnation des eaux a été observée en bas de certains talus sans qu'il y ait un écoulement en surface. Ce phénomène peut être expliqué par des circulations d'eau souterraine à travers les sols perméables constituant le remblai et la couche d'argile marneuse sableuse à caillouteuse. La probabilité que l'eau s'infiltre aussi à travers la tranchée créée par l'érosion ne pourra pas être écartée.

Les cycles retrait-gonflement des sols en surface ont endommagé tous les réseaux d'assainissement qui se trouvent à une profondeur de 0,5 m ; ce qui a permis à l'eau de s'écouler librement sous l'effet de la gravité. L'eau s'infiltre dans la couche superficielle très perméable et de faible densité à travers les fentes de retrait. Le glissement de terrain observé sur le site de la cité universitaire est induit par l'effet de trois phénomènes combinés : le retrait-gonflement,

l'érosion et l'infiltration. Le retrait-gonflement en présence d'écoulement d'eau a favorisé l'érosion du sol. À travers les tranchées créées par l'érosion, l'eau a pu s'infiltrer dans les couches profondes qui sont peu perméables pour créer une couche savon à l'interface entre la couche perméable et la couche imperméable, déclenchant par la suite le glissement observé en surface.

VI. 7. CONCLUSION

Cette étude a montré que les sollicitations cycliques mécaniques et saisonnières ont un effet stabilisateur sur le rythme de retrait-gonflement. Cette stabilisation peut être atteinte entre le troisième et le cinquième cycle dans le cas des sollicitations mécaniques et à partir du cinquième cycle dans le cas des sollicitations saisonnières. D'après les résultats du MEB, les réarrangements de la microstructure au cours du retrait gonflement sont à l'origine des modifications de la macrostructure observées lors des essais saisonniers cycliques.

Conclusion générale et perspectives

Ce travail s'inscrit dans le contexte des préoccupations actuelles liées aux problèmes de retrait-gonflement, et constitue une contribution expérimentale à la compréhension et à la caractérisation de ce phénomène dans des sols argileux et marneux algériens. Le travail réalisé consiste, d'une part, en une caractérisation géologique, climatologique, hydrique, microstructurale et géotechnique de quelques argiles et marnes algériennes ainsi que l'estimation de leur potentiel de gonflement ; et d'autre part, en une analyse de la cinétique de gonflement et des essais cycliques de séchage humidification couplés à la variation de la température dans l'étude du comportement et l'évolution de la structure argileuse dans le temps.

L'analyse bibliographique réalisée dans le cadre de cette thèse a permis de souligner l'importance d'une identification minéralogique, microstructurale et géotechnique détaillée des sols sensibles au phénomène du retrait-gonflement aussi bien au niveau microscopique que macroscopique, et de mettre en évidence les paramètres qui jouent un rôle essentiel dans le processus de retrait-gonflement et la complexité du phénomène. Elle a permis aussi de rappeler les différentes techniques expérimentales de caractérisation de l'aptitude des sols argileux au retrait-gonflement, ainsi que la majorité des méthodes qui permettent l'estimation du potentiel de gonflement.

L'ensemble des sites étudiés sont composés d'une formation géologique constituée essentiellement de marne et d'argile mélangées parfois avec d'autres matériaux tels que le sable, le gypse, les grès,...etc. Du point de vu climat, les sites se situent au nord-centre de l'Algérie et ils sont soumis au climat méditerranéen et au [climat continental](#), donc ils sont caractérisés par des périodes sèches et d'autres très humides, l'alternance de ces périodes forme des cycles d'humidification-séchage. Ces cycles sont un facteur déclenchant du phénomène de retrait-gonflement dans le cas des formations argileuses gonflantes.

Les résultats des analyses minéralogiques montrent que les échantillons des deux sites de la région de Médéa, composés d'argiles marneuses, ont une composition minéralogique voisine. La répartition de chaque minéral est homogène pour tous les échantillons analysés. On remarque une marquante présence des minéraux non argileux tels que, le quartz et la calcite, et argileux telles que la montmorillonite et la kaolinite. Le pourcentage de la montmorillonite est d'environ 20 % pour les échantillons prélevés dans les deux sites, et celui de l'illite est respectivement de 7 % et de 11 % pour ceux prélevés dans les sites de Haouch Beyzid et de Chrachréa (cité universitaire).

Les images au MEB, prises pour deux sites de Médéa et quatre sites de Boumerdès, montrent souvent des textures différentes d'un site à un autre et d'un échantillon à un autre. Pour les échantillons intacts des deux sites de Médéa, les images montrent une disposition parallèle et compacte des feuillets argileux pour ceux de Haouch Beyzid et une structure très perturbée, une surface ondulée et des feuillets d'une petite dimension et non organisés pour ceux de Chrachréa. Certains minéraux sont remarquables tels que la kaolinite et la montmorillonite. Pour les différents échantillons prélevés des quatre sites de Boumerdès, les textures observées montrent une structure

compact, une disposition parallèle des feuillets argileux pour ceux de Bordj Menaiel, Legata et de Dellys. Toutefois, des minéraux non argileux sont observés pour les échantillons de Bordj Ménail et de larges fissures pour ceux de Legata. La structure de l'échantillon prélevé sur le site de Sghirate montre un milieu très hétérogène ; cependant, des minéraux argileux de type chlorite et des minéraux non argileux, que le MEB utilisé ne peut pas identifier, sont aussi observés. La présence d'un milieu hétérogène dans une texture argileuse complique davantage son comportement ainsi que son étude.

La reconnaissance géotechnique a permis d'élaborer une banque de données concernant les sites étudiés, en réalisant un programme d'essai sur des échantillons intacts prélevés à différentes profondeurs. Ce programme comporte la mesure des paramètres d'identification tels que les paramètres d'état (la densité et la teneur en eau), les limites d'Atterberg, la limite de retrait, le pourcentage de la fraction argileuse et la valeur de bleu de méthylène. Ces paramètres ont confirmé la présence des sols argileux, très plastiques, de teneurs en eau faibles à moyennes et des densités moyennes à élevées. Les valeurs de bleu et les limites de retrait montrent la présence de sols gonflants. Ces différents paramètres sont utilisés pour l'estimation du potentiel de gonflement en utilisant des modèles de classification empiriques couramment utilisés. Les résultats de l'étude estimative ne convergent pas vers la même estimation. L'estimation du potentiel gonflant de chaque site prend en compte la classification majoritaire. L'application des méthodes de classification sur plus de 300 échantillons prélevés dans 16 sites estiment que les sites Boufarik, Meftah et Beni Amrane ont un potentiel de gonflement moyen. Ceux d'Ouled fayet, Boumerdès ville et ceux de deux sites de Médéa (nouveau pôle universitaire et Kser El Boukhari) ont un potentiel de gonflement moyen à élevé. En revanche, les sites de Tissemsilt, de Dar El Beidha, de Boudouaou El Bahri ainsi que les quatre sites de Médéa (Résidence universitaire à Chrachréa, Haouch Beyzid, Sidi Ammar et Nouveau pôle urbain) ont un potentiel de gonflement élevé.

Les essais de gonflement réalisés au laboratoire ont confirmé la présence du risque de gonflement dans la majorité des sites étudiés. Les sites de Dar El Beida, Ouled Fayet, Boufarik et Meftah sont d'un potentiel de gonflement moyen. Les sites de Boumerdès ville, Boudouaou El Bahri, Beni Amrane, Haouch Beyzid, Pôle universitaire, Sidi Ammar, Kser El Boukhari (Semoulerie), Kser El Boukhari (Extension) et Tissemsilt sont classés d'un potentiel de gonflement moyen à élevé et le site de nouveau pôle urbain est d'un potentiel de gonflement faible à moyen. Un seul site est caractérisé d'un potentiel de gonflement élevé, ce site correspond à celui de la cité universitaire localisée à Chrachria. Le potentiel de gonflement estimatif converge à celui issu des résultats mécaniques dans sept sites, par contre dans les autres six sites, le potentiel de gonflement est surestimé. Toutefois, les valeurs données par les méthodes empiriques sont soit surestimées, soit sous-estimées, cela peut être dû aux éventuelles erreurs commises lors de la réalisation des essais de laboratoire à l'exemple des limites de liquidité et de granulométrie ou à l'hétérogénéité des sols étudiés, ces contraintes sont souvent rencontrées dans la géotechnique.

Afin d'étudier la cinétique de gonflement, une cellule oedométrique à mesure de pression interstitielle à la base est utilisée. Les résultats obtenus montrent la réaction de l'argile gonflante au moment de sa mise en contact avec l'eau, cette phase est appelée : phase d'initialisation, car elle permet la préparation du sol à une phase d'expansion maximale et elle est caractérisée par la

présence du phénomène de succion. Ce comportement est mesuré juste pour un nombre limité de particules argileuses gonflantes au début du contact avec l'eau.

Le taux de la déformation verticale est dépendant de la charge sous laquelle l'échantillon subit un gonflement, plus la charge s'approche de la pression de gonflement, plus la déformation tend vers zéro (nulle). La déformation enregistrée sous un chargement est très faible par rapport à celle enregistrée sans application d'une contrainte. La raison pour laquelle le gonflement se manifeste uniquement dans les couches argileuses gonflantes superficielles.

La pression de gonflement marque aussi le même comportement que celui enregistré pour le taux de gonflement. La contrainte initiale empêche ou réduit le gonflement d'un sol selon la méthode utilisée. La pression de gonflement est fortement liée à l'état initial du sol ; pour remettre un échantillon à son état initial après gonflement, il est nécessaire de lui appliquer une contrainte plus importante que la pression de gonflement déterminée à partir de la méthode à volume constant. Cela est expliqué par la formation de liaisons chimiques fortes entre les particules argileuses lors du gonflement. Les caractéristiques de gonflement sont très sensibles à la procédure d'essai, mis à part l'indice de gonflement, ce dernier n'est pas affecté ni par le chemin de contrainte suivi au début d'essai ni par l'état initial du sol. Cet indice est dépendant des minéraux gonflants existant dans le sol ainsi que sa texture. De ce fait, le gonflement des argiles dépend essentiellement de trois paramètres : la minéralogie, la texture argileuse et les paramètres d'état (γ_d et w_0).

L'étude expérimentale montre que la densité sèche peut être représentée par la teneur en eau à partir d'une corrélation linéaire, permettant la simplification de l'écriture des modèles estimatifs de la pression et du taux de gonflement cités dans la littérature, et les résultats de calcul de l'erreur ont montré que ce dernier est bien adapté. Il est aussi testé sur un ensemble de valeurs de l'argile verte de Romainville (56 valeurs) utilisée par Zemenu (2009), ces valeurs sont issues des échantillons remaniés et intacts, ainsi que sur les argiles de Tlemcen (76 valeurs) étudiée par Aissa Mamoune (2009) sur des échantillons intacts. Les résultats obtenus confirment l'application de ce modèle.

Le comportement des argiles gonflantes est aussi étudié sous l'effet des sollicitations cycliques mécaniques et saisonnières. L'étude des sollicitations mécaniques cycliques, effectuée sur des échantillons argileux intacts prélevés du site Haouche Beyzid de Médéa, ont montrés une diminution importante du potentiel de gonflement, particulièrement durant les premiers cycles. La décroissance du taux et de la pression de gonflement se produit progressivement au cours des cycles de chargement-déchargement, puis il commence à se stabiliser. Cette dernière peut s'expliquer par un probable réarrangement des particules argileuses dans le but d'atteindre un équilibre physico-chimique. Ce comportement est accéléré dans les premiers cycles à cause de l'effet de l'état initial et qui disparaît à partir d'un certain nombre de cycle. La déformation observée est donc celle des minéraux gonflants constituant le sol étudié. Un rapport direct est constaté entre le nombre de cycles nécessaires pour stabiliser le rythme de la déformation et la pression de gonflement. Dans le cas des sols à potentiel de gonflement élevé ou très élevé, la stabilisation nécessite plusieurs cycles pour être atteinte. Le taux et la pression de gonflement sont influencés par l'état initial du sol. Par contre l'indice de gonflement est moins affecté par ce dernier. Cependant, il est affecté par la

minéralogie qui est un paramètre constant dans les sols gonflants. Ces résultats montrent que les cycles de chargement- déchargement ont un effet stabilisateur sur la structure argileuse gonflante.

L'étude des sollicitations saisonnières cycliques est réalisée selon deux modes de saturation : par infiltration et par capillarité. Dans le mode de saturation par infiltration, les échantillons extraits de la même formation ne présentent pas le même comportement avec celui observé in situ à cause de l'absence des contraintes qui leurs sont appliquées. À cet effet, ces échantillons passent par une phase transitoire pour retrouver un nouvel équilibre et acquérir un nouveau rythme de retrait-gonflement. L'analyse des observations a montré que les échantillons étudiés ont réagi à chaque sollicitation hydrique (séchage-humidification). Durant le premier cycle d'humidification, la saturation des échantillons s'est déroulée lentement, le gonflement s'est produit aussi lentement à cause de la faible perméabilité des échantillons d'argile. A partir du deuxième cycle, un réseau poreux s'est développé dans la structure argileuse, ce dernier a pour effet d'améliorer la perméabilité. Le séchage se déroule de la même manière que la saturation et le gonflement ; il se produit de l'extérieur vers l'intérieur d'un échantillon qui se rétrécit d'avantage avec l'évaporation de l'eau. Le retrait s'exprime différemment au cours des quatre premiers cycles, les agrégats s'effritent progressivement. Le retrait observé était plus dans le sens horizontal que dans le sens vertical, de nouvelles fentes de retrait apparaissent à chaque séchage et elles s'effacent suite l'humidification. La déformation verticale n'augmente pas de beaucoup après le premier cycle de retrait-gonflement et le rythme de retrait-gonflement se stabilise à partir du cinquième cycle.

Dans le mode de saturation par capillarité, les échantillons étudiés ont subi des déformations volumiques importantes lors de la saturation et un éclatement de la partie supérieure sèche s'est produit après la saturation de la partie basse de l'échantillon. Deux sortes de fentes de retraits sont observées lors du séchage : les fentes principales et les fentes secondaires ; les fentes principales apparaissent à chaque cycle de séchage et leurs épaisseurs augmentent progressivement au cours des cycles, et les fissures secondaires apparaissent dans un cycle et disparaissent dans un autre et leurs épaisseurs sont faibles. La déformation verticale maximale se produit au cours du premier cycle, puis elle s'accumule progressivement au cours des cycles suivants. Le retrait horizontal augmente davantage d'un cycle à un autre, la stabilisation du rythme de retrait-gonflement tend vers la stabilisation à partir du cinquième cycle. L'effet de la température apparaît dans l'augmentation de l'ouverture des fentes de retrait lors du gel des échantillons. La remontée des eaux par capillarité cause le transport des sels dissouts dans l'eau en surface, ce phénomène peut être observé après séchage de la surface du sol. Dans le cas des échantillons marneux et argilo-marneux, la couleur blanchâtre couvre leurs surfaces à partir des premiers cycles.

Les observations au MEB montrent que la texture des argiles de Médéa a évolué considérablement, après un cycle de retrait-gonflement. Un réseau de microfissures est engendré par l'effritement des feuillets argileux gonflants, ce qui conduit à l'apparition des macro-fissures observées à la surface des échantillons.

L'effet des cycles de retrait-gonflement peut engendrer des problèmes d'une grande ampleur dans les sites d'un potentiel de gonflement élevé, l'exemple du mouvement de terrain observé dans la cité universitaire situé à Médéa. Les fissures de retrait ont atteint une profondeur de 0,5 m, ce qui a engendré l'endommagement des réseaux d'assainissement. La circulation des eaux en surface et

en profondeur ont engendré le gonflement des argiles et l'érosion de la couche superficielle. Ce mouvement de terrains affecte une grande surface où beaucoup d'ouvrages sont endommagés.

Perspectives

Le phénomène de retrait-gonflement fait parti du domaine des sols non saturés où la recherche fait ces premiers pas. Le travail de cette thèse est une initiation à d'autres travaux d'une grande ampleur tels que :

- Une étude in situ du retrait et du gonflement afin de bien comprendre ce phénomène et de développer des moyens de mesure plus efficaces.
- Une étude de l'effet des cycles de retrait-gonflement sur l'évolution de la minéralogie.
- Amélioration des méthodes estimatives avec une étude plus poussée des paramètres moteurs du gonflement.

REFERENCES

Abduljawwad S.N. & Al-Sulaimani G. (1993). Determination of swell potential of Al-Qatif clay. Geot Test J 16: 469-484.

Aboushook M. (1984). Contribution à l'étude quantitative du gonflement des sols argileux : application à des sols intacts de la zone urbains du caire. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, Ecole Nationale Supérieure de Géologie, Nancy, France. 152p.

AFNOR (1995) Essai de gonflement à l'oedomètre. Détermination des déformations par chargement de plusieurs éprouvettes. Normalisation Française, XP P 94-091, 13 p.

AFNOR : Norme française sol : reconnaissance et essais.

XP P 94- 041 (1995) : Analyse granulométrique, méthode de tamisage par voie humide.

NFP 94- 050 (1995) : Détermination de la teneur en l'eau pondérale des matériaux- Méthode par étuvage.

NFP 94- 051 (1993) : Détermination des limites d'Atterberg la limite à la coupelle – limite de plasticité au rouleau.

NFP 94- 053 (1991) : Détermination de la masse volumique des sols fins en laboratoire. Méthode de la trousse coupante, du moule et de l'immersion dans l'eau.

NFP 94- 057 (1992) : Analyse granulométrique des sols par sédimentométrie.

NFP 94- 060-1 : Détermination conventionnelle de la limite retrait sur le passant à 400µm d'un matériau. P 18-592 (1990) : Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à tache.

Aissa Mamoune S. M. (2009). Caractérisation et modélisation des argiles de la région de Tlemcen en utilisant les réseaux de neurones. Thèse de doctorat, université de Abou Bekr Belkaid. Tlemcen, Algérie, 171 p.

Aitchison, G.D. (1973). The quantitative description of the stress-deformation behavior of expansive soils – preface to set of Papers.” Proceedings of the 3rd International Conference on Expansive Soils, 2, 79 – 82.

Al-Hamoud, A. S., Basma., A. A., Husein Malkawi A. I. & Al Bashabsheh, M. A. (1995). Cyclic swelling behavior of clays, j. Geotech. Eng., ASCE, 121 (7): 562-565.

Alonso E. E., Gens A. & Hight D. W. (1987) General report. Special problem soils. In: Proc of the 9th Europ Conf on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, 3:1087-1146.

Al-Shamrani, M.A. and Al-Mhaidib, A.I. (1998) Prediction of potential vertical swell of expansive soils using a triaxial stress path cell, *The Quarterly Journal of Engineering Geology*, in press.

Altmeyer W.T. (1955). Discussion of engineering properties of expansive clays. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, American Society of Testing and Materials* 81 (SM2), 17-19.

Ameur B. (1989). Sols gonflants: étude de cas. *Compte rendus de Symp Int de Mécanique des Sols*, Laboratoire des Travaux Publics de l'Ouest (LTPO), Tiaret, Algerie, tome 1.

Aubouin J., Brousse R., Lehman J.P. (1968). *Précis De Géologie. 1er Cycle Et Licence. Tome I : Pétrologie*. Dunod.

Audiguier-Marcel M. (1979). Contribution à l'étude du comportement de l'eau dans les sols en fonction de leur texture. *Mémoire de DEA, Centre de Géologie d'ingénieur, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris*, 148 p.

ASTM (1986) Standard test methods for one-dimensional swell or settlement potential of cohesive soils, ASTM D 4546–85.

ASTM (2000). Standard test methods for one-dimensional swell or settlement potential of cohesive soils. *Annual Book of ASTM Standards*, D4546-2000, 04(8): 853-859.

Azzouz F. Z. (2006). Contribution à l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région de Tlemcen. *Mémoire de magister, université d'Abou Bekr Belkaid. Tlemcen, Algérie*, 179 p.

Bahar R. & Kenai S. (2002). Désordres dus à l'infiltration des eaux : cas de la ville d'El-Affroun *Rev Fr de Géot* 101: 91-103.

Bahar R. & Kenai S. (2008). Etude de quelques problèmes de fondations et d'ouvrages de soutènement dans les sols argileux. *Actes du Symp Int Sécheresse et Constructions. Paris 2003*, 413-418.

Bekkouche A., Djedid A., Bousmaha N. (1997), Construire sur les sols expansifs, *Séminaire national de génie civil, M'Sila, Algérie*.

Bekkouche A., Djedid A., Aissa Mamoune S.M. (2001). Identification des sols expansifs, *Séminaire national de génie civil 2001, Sidi Bel-Abbes, Algérie*.

Basma A. A., Al-Homoud A. S., Malkawi A. I. H., Al-Bashabsheh M. A. (1996) Swelling-Shrinkage behavior of natural expansive clays. *Applied Clay Science*, 11, pp. 211-227.

Basma, A.A., Al-Homoud, A.S. & Malkawi, A.I. (2000). Swelling-shrinkage behavior of atural expansive clays. Appl. Clay Sci., 11, 211-227.

Biarez J., Fleureau J. M., Zerhouni M.I., Soepandji B.S. (1990). Variation de volume des sols argileux lors des cycles de drainage-humidification. Revue Française de géotechnique, N° 41, Paris, p 63-71.

Brackley I.J.A. (1975). Swell pressure and free swell in compacted clay. In: proc of the 3rd international conference on expansive soils, Haifa, 196- 176.

Brackley I.J.A. (1983). An empirical equation for the prediction of clay heave. Proceedings of the 7th Asian regional Conference on Soil Mecanics and Foundation Engineering, vol. 1, p. 8-14

Boucly-Norotte V. (1991). Évolution des caractéristiques mécaniques et de la perméabilité de matériaux argileux sous l'effet de sollicitations thermiques. Thèse de doctorat, École nationale des ponts et chaussées, France. 217p.

BRE, Building Research Establishment (1980) Low-rise buildings on shrinkable clay soils: Part 1. BRE Digest 240, HMSO, London.

Bultel F. (2001). Prise en compte de gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels. Thèse de doctorat. École nationale des ponts et chaussées, France. 290 p.

Caillère S., Henin S. (1959). La classification des argiles. XX Congr. Geol. Internat. Mexico (1956), p. 1-8.

Caillère S., Hénin S. (1963). Minéralogie des argiles. Masson, 355 p.

Carof C. (2002). Étude du gonflement d'un mélange bentonite-limon. Influence de la teneur en eau, de la pression de compactage et de la succion. Mémoire de DEA PAE3S, Institut National Polytechnique de Lorraine, École Nationale Supérieure de Géologie, Nancy, France. 84 p.

Casagrande, A. (1936). The determination of the preconsolidation load and its practical significance. Proceedings of the 1st International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering. 3, 60-64.

Casagrande A. (1948). Classification and identification of soils. Transaction, A.S.C.E.,vol 113, p. 901-991.

Chao K.C. (2007). Design principles for foundations on expansive soils. Dissertation submitted in partial requirement for the Ph.D. Degree, Colorado State University, Fort Collins, Colorado.

Charradi K. (2010). Contribution des argiles ferrières à l'élaboration de biocapteurs ampérométriques : Étude de l'interaction de l'Hémoglobine avec des Argiles et des Hydroxydes

Doubles Lamellaires. Thèse de doctorat. Université 7 Novembre de Carthage et de l'Université de Grenoble, Tunisie. 156 P.

Chen F.H. (1975). Foundations on Expansive Soils. Elsevier Scientific Pub. Co., Amsterdam, New York, NY.

Chen F.H. (1988). Foundations on expansive soils. Dev on Geot Eng Vol. 54, Elsevier Publishing Co, Amsterdam, p 464.

Chen F. H., Ma G. S. (1987). Swelling and shrinkage behaviour of expansive clays. 6th inter. Conf. Expansive soils, New Delhi, p. 127-129.

Collins K., McGown A. (1974). The form and function of microfabric features in a variety of natural soils. Géotechnique 24, n° 2, p 223-254.

Cui Y. J, Yahia-Aissa M & Delage P (2002). A model for the volume change behavior of heavy compacted swelling clays. Engineering Geology, vol. 64, pp. 233-250.

Dakshanamurthy V. & Raman V. (1973). A simple method of identifying an expansive soil. Soils and Foundations, 13 :1, p 97-104

Day R. W. (1995). Ultimate Density of a compacted clay subjected to cycles of wetting and drying. Environmental & Engineering Geoscience, vol. I, n° 2, p. 229-232.

Day R. W. (1994) Swell-shrink behavior of compacted clay. J. Geotechnical Eng., ASCE, 120(3), pp. 618-623.

David D. & Komornik A. (1969). Prediction of swelling pressure of clays. In: Proceeding ASCE, J Soil Mech Found Div 95(SM1): 209–225.

De Bruijn, C.M.A. (1961). Swelling characteristics of a transported soil profile at Leeuhof Vereeniging (Transvaal). Proceedings of the 5th International Conference Soil Mechanics Found Engineering 1, 43-49.

Delage P., Cui Y.J. (2001). L'eau dans les sols non saturés. Extrait de la collection: Techniques de l'Ingénieur C301.

Derriche Z. & Cheikh-Lounis G. (2004). Caractéristiques géotechniques des marnes Plaisanciennes d'Alger. Bull Eng Geol Environ 63:367–378.

Dhowian A.W. (1990). Field performance of expansive shale formation, Journal of King Abdulaziz University (Engineering Sciences), 2, 165–82.

Dif, A. E. & Bluemel, W. F. (1991). Expansive soils under cyclic drying and wetting, Gotech Testing J., 14 (1): 96-102.

Didier G., Lareal P. Gielly J. (1973) Prevision du potentiel et de la pression de gonflement des sols. Comptes rendus du congrès de mécanique des sols et des travaux de fondations, vol. 2-3, p. 67-72.

Djedid A, Bekkouche A. & S.M. aissa Mamoune (2001). Identification et prévision du gonflement de quelques sols de la région de Tlemcen (Algérie). Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, N°233, p 67-75.

Edil T.B & Alanazy A. S. (1992). Lateral swelling pressures. Proceeding of the 7th International conference on Expansive Soils, Dallas, USA, vol 1.p 272-323.

El-Sohby M. A., Rabba E. A. (1981). Some factors affecting swelling of clayey soils. Geotechnical engineering, vol. 12, p. 19-39

Erol O., Dhowiah & Youssef (1986). Assessment of oedometer methods heave prediction, Proceedings of the 6th International Conference on Expansive Soils, New Delhi, p 99- 103.

Erol O., Dhowian A., Yousseff A. (1987) Assessment of oedometer methods for heave prediction. Proceedings of the 6th International conference on expansive soils, New Dehli, p. 99-103.

Fleureau U J.M. , Soemitr O R., Taib I S. (1992). Behaviour of an expansive clay related to suction, Proc. 7th Int. Conf. on Expansive Soils, Dallas.

Fredlund D.G. (1969). Consolidometer test procedural factors affecting swell properties. Proceedings of the 2nd International Conference on Expansive Clay Soils, Texas, 435 – 456

Fredlund D.G., Hasan, J. U. & Filson, H. (1980). The prediction of total heave. Proceedings of the 4th International Conference on Expansive Soils. Denver, Colorado, 1 – 11.

Fredlund D.G. (1983). Prediction of ground movements in swelling clays. 31st Annual Soil Mechanics and Found Engineering Conference. University of Minnesota, Minneapolis.

Fredlund, D.G. (1987). The prediction and performance of structures on expansive soils. Proceedings of the International Symposium on Prediction and Performance in Geotechnical Engineering, 51-60.

Fredlund, D.G. & Rahardjo, H. (1993). Soil Mechanics for Unsaturated Soils. John Wiley & Son, Inc., New York,NY.

Fredlund D.G. (1995). The prediction of heave in expansive soils, Presented at : Canada-Kenya Symposium on Unsaturated Soils.

Gens A., Alonso E. E. (1992). A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays. Can. Geotech. J. 29, pp 1013-1032

Geremew Z, Audiguier M. & Cojean R. (2009). Analyse du comportement d'un sol argileux sous sollicitations hydriques cycliques. Bull Eng Geol Environ. 68:421–436

Geremew Z. (2009). Analyse des processus de retrait-gonflement des sols argileux en réponse à des sollicitations hydriques cycliques. Rôle de la microstructure. Thèse, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, Paris. 209 P.

Gibbs, H. J. (1973). Use of a consolidometer for measuring expansion potential of soils. Proceedings Workshop on Expansive Clays and Shales in Highway Design and Construction. University Wyoming, Laramie, May. 1. 206-213.

Gilchirst H.G. (1963). A study of volume change of a highly plastic clay. Thèse de doctorat, Université de Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 215 p

Guiras-Skandaji H. (1996). Déformabilité des sols argileux non saturés : étude expérimentale et application à la modélisation, Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, École Nationale Supérieure de Géologie, Nancy, France, 315p.

Hachichi A., Fleureau J. M. (1999). Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algérie, Revue Française de Géotechnique 86: 37-51.

Holtz, W.G., 1959. Expansive clays—properties and problems. Journal of the Colorado School of Mines 54 (4), 89–125.

Holtz W.G. & Gibbs H.J. (1956). Engineering properties of expansive soils. ASCE, Vol 121, p. 641-677.

Huder J., Amberg G. (1970). Quellung in Mergel, Opalinuston und anhydrit. Schweizerische Bauzeitung, No 45, p. 975-980. Cité dans Serratrice et Soyez, 1996.

Huret C. (1985). Influence de la température (5 à 80°C) sur les propriétés mécaniques d'un loess remanié. Thèse de docteur ingénieur ENSMP et université de Paris VI.

Jennings J.E.B. & Knight K. (1957). The prediction of total heave from double oedometer test. In: Symp on Expansive clays, South African Institute of Civil Engineers, Johannesburg 9:13-19.

Jenning J.E., Firth R. A., Ralph T.K., Nagar N. (1973). An improved method for predicting heave using the oedometer test. Proceedings of the 3rd International conference on expansive soils, Haifa, vol. 2, pp. 149-154.

Johnson L.D., Snethen D.R. (1978). Prediction of potential heave of swelling soils. Geotechnical Testing Journal 1, 117–124.

Jusa (1988). Un modelo elasto-plasticado para suelos no saturados. Thèse de doctorat universitat Politecnica de Catalunya, Barcelone.

Justo J.L, Delgado A. & Ruiz J. (1984). The influence of stress-path in collapse-swelling of soils at the laboratory. In: Proceedings of the 5th International Conference on Expansive Soils, Adelaide-South Australia 1:67-71.

Kassif G., Baker R. (1971). Aging effects on swell potential of compacted clay, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 97, SM 3 Proc. March 1971.

Kebaili M. (1993). Évaluation des techniques de prédiction du gonflement des argiles expansives, application aux argiles d'IN AMENAS. Mémoire de magister, Département de génie civil, École Nationale de Polytechnique. Alger.

Khaddaj S .(1992). Etude en laboratoire du gonflement de l'argile des Flandres, Thèse de doctorat, Université des Sciences et Technologies de Lille, France.

Komine H. & Ogata N. (1992). Swelling characteristics of compacted bentonite; Proceedings of the 7th International Conference on Expansive Soils, Dallas, USA, vol. 2, pp. 216-221.

Komine H. & Ogata N. (1994). Experimental study on swelling characteristics of compacted bentonite. Canadian Geotechnical Journal, vol. 31, p. 478-490.

Komornik A.& David D. (1969) Prediction of swelling pressure of clays. Proc. ASCE, Journal of Soil Mech. & Found. Div., vol. 95, n° SM1, pp. 209-225

Komornik, G. Livneh, M and Wiseman, G. (1969). Pavements on expansive clays. Jerusalem Academic press, Jerusalem, Israel.

Konrad J-M., Alonso F. & Gabezaz V. (2008). Caractérisation des particules fines d'un matériau granulaire de fondation par l'essai au bleu de méthylène. Rapport GCT-2008-01 Québec, Mars 2008 Rapport GCT-2008-01, Département de génie civil Faculté des sciences et de génie, université LAVAL.

Kormi T. (2003). Modélisation numérique du gonflement des argiles non saturées. Thèse de doctorat, École nationale des ponts et chaussées, France. 152 p.

Kröhn K. P. (2003). New conceptual models for the resaturation of bentonite. Applied Clay Science, 23 : 25-33.

Lambe T.W. & Whitman R.V. (1959). The role of effective stress in the behavior of expansive soils. Quarterly of the Colorado School of Mines, vol, 54, n°4, 33-66.

LE Roux A. (1975). Les différentes textures et leur influence sur le comportement des sols argileux et marneux. Géologia Applicata Indrogéologia Vol. X part II, p. 67-85.

Low P. F. (1980). The swelling of clays: I. Montmorillonites. Soil Science Society of America Journal, vol. 44, p. 667-676.

Magnan D. (1993). Caractérisation in situ des sols gonflants : l'essai Expansol. Thèse de doctorat, Université J. Fourier, Grenoble (France), p 190.

Mariotti M (1976). Le gonflement des sols argileux surconsolidés (aspect du phénomène-influence sur les structures-prédiction à envisager. Mines et géologie, Rabat, n° 39, p.39-28.

MARSILY (de) G. (1981). Hydrogéologie quantitative. Collections sciences de la terre. Edition Masson, 215 p.

Maison T. (2011) Analyse à l'échelle microscopique des phénomènes d'humectation et de dessiccation des argiles. Thèse doctorat, École Centrale des Arts et Manufactures « École Centrale paris », France. P 270.

Masekanya J-P (2008) Stabilité des pentes et saturation partielle. Étude Expérimental et Modélisation Numérique. Thèse de doctorat, Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquées. France. 283p

McKeen, R.G., 1992. A Model for Predicting Expansive Soil Behaviour. Proceedings, 7th International Conference on Expansive Soils, Dallas, vol. 1, pp. 1–6.

Mrad M(2005) Modélisation du comportement hydromécanique des sols gonflants non saturés. Thèse doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy, France, 342 p.

Mouroux P., Margon P., Pinte J.-C. (1988) La construction économique sur les sols gonflants. Manuels et Méthodes, 14, BRGM, France.

Mitchell J. K. (1976). Fundamentals of Soil Behavior. Wiley, 436 p.

Mitchell J.K. (1993). Fundamentals of soil behaviour. 2ème ed., John Wiley and Sons, New York,.437p.

Nayak, N.V. & Christensen, R.W. (1971). Swell characteristics of compacted expansive soils. Clay and Clay Minerals. 19(4), P 251–261.

Nayak N.V., Christensen R.W.(1974). Swell characteristics of compacted expansive soils. Clay and Clay Minerals 19, 251–261.

Navy, Dept. of, Naval Facilities Engineering Command. (1971). Design Manual-Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures. U. S. Naval Publications and Forms Center, NAVFAC DM-7.

Nelson J.D., Reichler D.K. & Cumbers J. M. (2006). Parameters for heave prediction by oedometer tests. Proceedings of the 4th International Conference on Unsaturated Soils. arefree, Arizona, 951 – 961.

Nelson, J. D. & Miller, D. J. (1992). *Expansive Soils: Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering*. John Wiley & Sons, Inc., New York, NY.

Noble C.A. (1966). Swelling measurements and prediction of heave for a lacustrine clay. *Canadian Geotechnical Journal* 3(1): 32-41.

Nowamooz H (2007) *Retrait/Gonflement des sols argileux naturels et compactés*, Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy, France, 197 p.

Ofer Z. & Blight G. (1985). Measurement of swelling pressure in the laboratory and in situ. *Transportation Research Record*, n° 1032, p 15-22.

O'Neil M.W., Ghazzally O.I. (1977). Swell potential related to building performance. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE* 103 (GT12), 1363–1379.

Palit R.M. (1953) Determination of swelling pressure of Black Cotton Soil – A method. *Proceedings of the 5th international conference on soil mechanics and foundation engineering*, Zurich, p. 170-172.

Parcevaux P. (1980) *Etude microscopique et macroscopique du gonflement de sols argileux*. Thèse doctorat, Université Paris VI, Ecole Nationale Supérieure des mines de Paris.

Picornell, M. & Lytton, R. L. (1984). Modeling the heave of a heavily loaded foundation. *Proceedings of the 5th International Conference on Expansive Soils*, Adelaide, Australia, 104-108.

Porter A. A. & Nelson, J.D. (1980). Strain controlled testing of soils. *Proceedings of the 4th International Conference Expansive Soils*, ASCE and Int. Soc. Soil Mech. Found. Eng., Denver, p. 34-44.

Philiponat G. (1991) Retrait des argiles, proposition de méthodologie. *Rev Fr de Géot* 57 :5-22.

Ranganathan B.V. & Satyanarayana B. (1965). A rational method of predicting swelling potential for compacted expansive clays. *Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, London, 1, 92–96.

Raman, V., 1967. Identifications of expansive soils from the plasticity index and the shrinkage index data. *The Indian Engineer* 11 (1), 17–22.

Rosenqvist TH. (1959). Physico-chemical properties of soils: soil-water systems. *Journal of the soils mechanics and foundation division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, avril.

Sánchez M., Gens A., Guimarães In & Olivella S. (2005). A double structure generalized plasticity model for expansive material. International journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, in press.

Sai K., Vanapalli & Lu L. (2012). A state-of-the art review of 1-D heave prediction methods for expansive soils. International Journal of Geotechnical Engineering 6: 15-41.

Salles F. (2006). Séquence d'hydratation multi-échelle. Détermination des énergies macroscopiques à partir des propriétés microscopiques. Thèse de doctorat. Université Paris VI-pierre et marie curie U.F.R. De sciences, France. 323p.

Sampson, E., Schuster, R.L. & Budge, W. D. (1965). A method of determining swell potential of an expansive clay. Concluding Proceedings Engineering Effects of Moisture Changes in Soils. Int. Res. Eng. Conf. Expansive.

Saiyouri N.(1996) Approche microstructurale et modélisation des transferts d'eau et du gonflement dans les argiles non saturées. Thèse de doctorat, École centrale de Paris, 228p.

Schneider G.L. & Poor, A.R. (1974). The prediction of soil heave and swell pressures developed by an expansive clay, Research Report, No: TR-9-74, Construction Research Center, Univ. Of Texas.

Seed H.B., Woodward R.J., de Lundgren R. (1962). Prediction of swelling potential for compacted clays. J. Soil Mech and Found Div. ASCE, 88:107-131.

Slas J. A.J., Serratos J.M. (1957) Foundation on swelling clays. Proceedings of the 4th international conference on soil mechanics and foundation engineering, London, vol. 1, p. 424-428.

Serratrice J F., Soyez B. (1996). Les essais de gonflement. Bull labo P et C 204: 65-85.

Shanker N. B., Rao A.S., Swamy A.S.R. (1982). Swelling behaviour of undisturbed and remolded samples of black cotton clay. Indian Geotechnical Journal, vol. 12, no.2, pp. 152-159.

Shanker N. B., Ratnam M. V. & Rao A. S. (1987). Multidimensional swell behavior of expansive clays. Proceedings of the 6th International Conference of Expansive Soils, New Delhi, India.

Shuai F. (1996). Simulation of swelling pressure measurements on expansive soils. Thèse de doctorat, Université de Saskatoon, Canada, 228p.

Smith A.W. (1973). Method for determining the potential vertical rise, PVR. Proceedings of Workshop on Expansive Clays and Shales in Highway Design and Construction. Univ. of Wyoming, Denver, CO, 245-249.

Snethen D. R. (1984) Evaluation of Expedient Methods for Identification and Classification of Potentially Expansive Soils. Proc of the 5th Int Conference on Expansive Soils, Adelaide, South Australia, 22-26.

Sridharan A., Rao AS. & Sivapullaiah V. (1986). Swelling pressure of clays. Geot Test J, GTJODJ 9(1) : 24–33.

Subba Rao K. S., Satyadas G. G. (1987). Swelling potential with cycles of swelling and partial shrinkage. 6th Inter. Conf. Expansive soils, New Delhi, p. 137-142.

Subba Rao K.S ., Rao S.M & Gangadhara S. (2000). Swelling behavior of a desiccated clay. Geotechnical Testing Journal, vol. 23, n°2, p 193-198.

Subba Rao K.S. & Tripathy S. (2003). Effect of aging on swelling and swell-shrink behavior of a compacted expansive soil. ASTM Geotechnical Testing Journal, 26(1), 36-46.

Sullivan R.A. & McClelland B. (1969). Predicting heave of buildings on unsaturated clay. Proceedings of the 2nd International Research Engineering Conference Expansive Soils. Texas A & M Univ. Press, College Station, TX, 404-420.

Tabani P. (1999). Transfert hydrique dans des sols déformables. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, École Supérieure de Géologie, Nancy, 173p.

Taylor, D. W. (1948). Fundamentals of Soil Mechanics. John Wiley & Sons, Inc., New York.

Taylor, D. W. (1948). Fundamentals of Soil Mechanics. John Wiley & Sons, Inc., New York.

Tas M (1992). Influence des procédures expérimentales sur l'estimation en laboratoire des paramètres de gonflement des argiles expansives. Mémoire de magister, Laboratoire de mécanique des sols, Département de génie civil, École Nationale de Polytechnique. Alger.

Teng, T.C.P., Mattox, R.M. & Clisby, M.B. (1973). Mississippi's experimental work on active clays." Proc. Workshop on Expansive Clays and Shales in Highway design and Construction, University of Wyoming, Laramie, May, 2, 1-17.

Teng, T.C.P. & Clisby, M.B. (1975). Experimental work for active clays in Mississippi. Transport. Engineering Journal ASCE 101 (TEI), 77-95.

Tovey N.K. (1971). Soil structure analysis using optical techniques on scanning electron micrographs. Proc. 4th International Symposium on Scanning Electron Microscopy, IIT Research Institute, Chicago, pp 49-56.

Tran Ngoc Lan. (1977). Nouvel essai d'identification des sols : l'essai au bleu de méthylène. Bull L P C 88 :136-137.

Tripathy S., Subba Rao K. S., Fredlund D. (2002). Water content-void ratio swell-shrink paths of compacted expansive soils. *Can. Geotech. J.*, 39, p 938-959.

Uniform Building Code, 1968. UBC Standard No. 29-2.

Vanapalli S.K., Lu L. & Oh, W.T. (2010). Estimation of swelling pressure and 1-D heave in expansive soils. *Proceedings of the 5th International Conference on Unsaturated Soils*, Barcelona, Spain. September 6-8, 2010. eds: Alonso, E & Gens, A., CRC Press, Vol. 2: p 1201-1207.

Van Der Merwe D.H. (1964). The prediction of heave from the plasticity index and percentage clay fraction of soils. *Civil Engineers in South Africa*, 6, 337-42.

Van Olphen H. (1963). Internal mutual flocculation in clay suspensions. *J. Colloid Sci.*, 19, pp. 313-322.

Vijayvergiya V.N & Ghazzaly O.I. (1973). Prediction of swelling potential for natural clays. In: *Proc 3rd Int. Conf. Expansive soils*, Haifa: 227-236.

Villar M. V. & Lloret A. (2008). Influence of dry density and water content on the swelling of a compacted bentonite; *Applied Clay Science* 39 38–49.

Wakim J. (2005). Influence des solutions aqueuses sur le comportement mécanique des roches argileuses. Thèse de doctorat. École nationale supérieure des mines de paris. Fontainebleau Cedex. France. 154 p.

Weston D. J. (1980). Expansive roadbed, treatment for Southern Africa. *Proceedings of the 4th International Conference on Expansive Soils*, 1: 339-360.

Williams A.B. & Donaldson G.W. (1980). Developments related to building on expansive soils in South Africa. *Proc. 4th Int. Conf. On Expansive soils*, Denver 2:834-844.

Windal T. (2001). Etude en laboratoire du gonflement des sols: Mise au point d'un oedomètre flexible et étude du gonflement tridimensionnel. Thèse de doctorat, Laboratoire de Mécanique de Lille (U.R.A. CNRS 1441), Ecole Universitaire d'Ingénieurs de Lille, France. p 128.

Wong H.Y. & Yong R.M. (1973). A study of swelling and swelling force during unsaturated flow in expansive soils. *Proceedings of the 3rd International Conference of Expansive Soils*, Haifa, Israel, 1, 143-151.

Xu Y.F., Matsuoka H. & Sun D. A. (2003). Swelling characteristics of fractal-textured bentonite and its mixtures. *Applied clay science*. Vol 22. p 197-209.

Yahia-Aissa M. (1999). Comportement hydromécanique d'une argile gonflante fortement compactée. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, CERMES, Paris, 241 p.

Yenes M., Nespereira J., Blanco JA., Suárez M., Monterrubio S. & Iglesias C. (2010). Shallow foundations on expansive soils: a case study of the El Viso Geotechnical Unit, Salamanca, Spain. Bull Eng Geol Environ. DOI 10.1007/s10064-010-0337-4.

Yong R. N., Warkentin B. P. (1975). Soil properties and behaviour. Elsevier

Yukselen Y & Kaya A (2008) Suitability of the methylene blue test for surface area, cation exchange capacity and swell potential determination of clayey soils. Eng Geol 102:38–45.

<http://books.google.dz/books?id=mexBDFPvdz0C&printsec=frontcover&hl=fr#v=onepage&q&f=false>

<http://www.springerlink.com/content/a7m422hv776712u6/fulltext.pdf>