



Université Batna 2 – Mostefa Ben Boulaïd
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Thèse

Présentée pour l'obtention du diplôme de :

Doctorat 3^{ème} Cycle LMD

Spécialité : Génie Civil

Option : Géotechnique

Sous le Thème :

Traitement par le ciment des sols gonflants non saturés
(Cas de la région des Aurès)

Présentée par :

BEKHOUCHE Hizia

Devant le jury composé de :

Dr. BOUZID Tayeb	MCA.	Université de Batna 2	Président
Dr. ABBECHE Khelifa	Prof.	Université de Batna 2	Rapporteur
Dr. KARECH Toufik	Prof.	Université de Batna 2	Examineur
Dr. KHEMISSA Mohamed	Prof.	Université de M'Sila	Examineur
Dr. BAHLOUL Ouassila	MCB.	Université de Batna 2	Invitée

REMERCIEMENTS

En premier lieu, je remercie Dieu de m'avoir donné la capacité d'achever ce travail de thèse, et qui m'a aidé à dépasser toutes les difficultés que j'ai rencontré.

J'exprime mes profonds remerciements à mon directeur de thèse, Monsieur ABBECHE Khelifa, professeur à l'université Btana2 pour l'aide compétente qu'il m'a apportée, pour sa patience et son encouragement. Son œil critique m'a été très précieux pour structurer le travail et pour améliorer la qualité des différentes sections.

Je remercie également Monsieur Tayeb Bouzid, Maitre de conférences A à l'université de Batna 2, pour avoir accepté de présider le jury de ma soutenance de thèse et avoir lu mon rapport avec attention.

Monsieur Mohamed Khemissa, Professeur à l'université de M'Sila d'avoir accepté de rapporter ma thèse. Qu'il trouve ici l'expression de mes sincères remerciements.

J'adresse mes plus vifs remerciements à Monsieur Toufik Karech, Professeur à l'université de Batna qu'est bien voulu examiner ce travail.

Je remercie très chaleureusement Monsieur Pierre Delage, Professeur au laboratoire Navier Ecole des Ponts Paris Tech pour son aide précieuse qu'il a apporté a ce modeste travail.

Mes remerciements s'étendent également au Dr Myriam DUC chercheur à l'institut français des sciences et technologies des transports de l'aménagement et des réseaux (IFSTTAR) pour ses bonnes explications et sa collaboration avec nous dans l'accomplissement de ce modeste travail.

Mes remerciements s'adressent également à l'invitée de ma soutenance M^{lle} Ouassila Bahloul, Maitre de conférences B à l'université de Batna 2. Pour ses conseils et la confiance qu'elle m'a accordée quotidiennement.

Je n'oublie pas de remercier les responsables et le personnel de Laboratoire Nationale de l'Habitat et de la Construction unité de Batna (LNHC) de Batna et le Centre de Recherche scientifique et technique en Analyse Physico-chimique d'Alger (CRAPCI) de m'avoir accueillie et permis d'effectuer mon programme expérimental.

Je remercie toute ma famille élargie pour son soutien et ses encouragements de tous les instants et en particulier mon mari Chikhi Adel et mon frère Nacerddine.

Enfin que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail, trouvent ici, l'expression de ma profonde reconnaissance.

DEDICACES

Je dédie ce travail :

- A mon père
- A ma mère pour tous ses sacrifices, que Dieu la protège
- A mon frère et mes sœurs
- A mon beau-père
- A ma belle-mère
- A mon mari Adel
- A mon fils Joud
- A ma famille
- A tous mes proches

RESUME

Dans un premier temps, le présent travail étudie la caractérisation des propriétés géotechniques et mécaniques des sols argileux expansifs avant et après traitement avec différents dosages de ciment Portland (CPJ - CEMII / A 42,5 avec clinker > 65%). Cependant, ces propriétés ont fait l'objet d'étude à l'aide des tests physico-chimiques. Par ailleurs, les sols testés notés SB, SM, ST, SO et STE provenaient des régions des Aurès Bitam, Meskiana, Timgad, OumElboughi et Tébessa respectivement.

En effet, les résultats obtenus ont conduit à l'augmentation de la limite plasticité W_p et la limite de retrait W_r lorsque le ciment est ajouté, alors que la limite liquidité W_L et l'indice de plasticité I_p diminuent. Toute fois, les résultats des différents échantillons ont montré une réduction des potentiels de gonflement et des pressions de gonflement. Cependant, un traitement de ciment à 9% réduit le potentiel de gonflement de 75 à 91% pour les sols testés, ce qui correspond à une diminution de la pression de gonflement de 65 à 81%.

En outre, on a remarqué que les valeurs de la cohésion et l'angle de frottement ont été augmenté après l'ajout de ciment pour les différents sols. Ces deux caractéristiques qui sont essentielles pour le calcul de la capacité portante et la résistance de cisaillement peuvent atteindre leurs valeurs maximales quand le ciment ajouté est de l'ordre de 7 à 8%.

Dans un second temps, comme la microstructure du sol régit le comportement du sol mécanique, la microscopie électronique à balayage environnemental (MEBE), le porosimètre par intrusion à mercure (PIM) et la diffraction des rayons X (DRX) ainsi que l'adsorption de la molécule de bleu de méthylène (VBS) ont été effectuées, l'explication du changement de l'organisation des particules du sol et de la minéralogie, après l'ajout du ciment a été bien illustrée.

Mots clés : ciment, argiles gonflantes, microstructure, traitement, porosimètre.

ABSTRACT

As a first step, the present work investigates the characterization of the geotechnical and mechanical properties of expansive clay soils before and after treatment with different Portland cement dosages (CPJ - CEMII / A 42.5 with clinker > 65%). However, these properties have been studied using physicochemical tests. In addition, the soils tested noted SB, SM, ST, SO and STE came from the Aurès regions, Bitam, Meskiana, Timgad, OumElboughi and Tébessa respectively.

Indeed, the results obtained led to the increase of the plastic limit and the shrinkage limit when the cement is added, while the liquidity limit and the plasticity index decrease.

However, the results of the different samples showed a reduction in swelling potentials and swelling pressures. However, a 9% cement treatment reduces the swelling potential from 75 to 91% for the tested soils, which corresponds to a decrease of the swelling pressure from 65 to 81%.

In addition, it was noted that the values of cohesion and friction angle was increased after the addition of cement to the different soils. These two characteristics that are essential for the calculation of the bearing capacity and shear strength can reach their maximum values when the added cement is of the order of 7 to 8%.

In a second step, as soil microstructure governs the behavior of the mechanical ground, the environmental scanning electron microscope (ESEM), the Porosimeter by mercury intrusion (PMI) and the X-ray diffraction (XRD) and the adsorption of the methylene blue molecule (MVB) were performed, the explanation of the change in the organization of soil particles and mineralogy, after the addition of the cement was well illustrated.

Key words: cement, swelling clays, microstructure, treatment, porosimeter.

ملخص

كخطوة أولى ، يدرس هذا العمل في الخصائص الجيوتقنية والميكانيكية للتربة الطينية المنتفخة قبل وبعد المعالجة بجبرعات الأسمنت البورتلاندي المختلفة (CPJ - CEMII / A 42.5 أكثر من 65٪ من الكلانكار). ومع ذلك ، تمت دراسة هذه الخصائص بمساعدة اختبارات فيزيوكيميائية. بالإضافة إلى ذلك ، التربة التي تم اختبارها من مناطق الأورس والتي نرسم لها SB و SM و ST و SO و STE بيطام ، ميسكيانة ، تمقاد ، أم البواقي وتيسة على التوالي. في الواقع ، أدت النتائج التي تم الحصول عليها إلى زيادة حد اللدونة والحد من الانكماش عند إضافة الأسمنت ، في حين أن حد الاماظة ومعامل اللدونة ينقصان. ومع ذلك ، أظهرت نتائج العينات المختلفة انخفاض في نسبة الانتفاخ وضغط الانتفاخ.

ومع ذلك، يقلل علاج التربة بنسبة 9٪ من الاسمنت من نسبة الانتفاخ من 75 إلى 91٪ للتربة المختبرة، والتي تقابل انخفاض ضغط الانتفاخ من 65 إلى 81٪. بالإضافة إلى ذلك، لوحظ أن نسبة التحام التربة وزاوية الاحتكاك زادت بعد إضافة الأسمنت للتربة المختلفة. يمكن أن تصل هاتان الخاصيتان اللتان تعتبران أساسيتين لحساب قدرة التحمل وقوة القص إلى قيمهما القصوى عندما يكون الأسمنت المضاف هو من 7 إلى 8٪. في الخطوة الثانية، ان البنية المجهرية التربة تحكم السلوك الميكانيكي للتربة ، والمسح المجهر الإلكتروني ادخال الزئبق في البنية الفراغية للتربة و تجربة حيود الأشعة السينية وامتصاص جزيئات ازرق الميثيلين ، موضحا التغيير في تنظيم جزيئات التربة وتكوينها الحبيبي ، بعد إضافة الاسمنت وظهر ذلك بشكل جيد.

الكلمات المفتاحية: الأسمنت ، الطين المنتفخ ، البنية المجهرية ، المعالجة ، المسامية.

Sommaire

Résumé	I
Liste des figures	VI
Liste des tableaux	XIII
Liste des abréviations	XV
Introduction générale	1

Première Partie : Synthèse Bibliographique

Chapitre I : Généralités sur les sols gonflants non saturés

I.1 Introduction	4
I.2 Les argiles	4
I.3 Minéralogie des argiles	5
I.3.1 Structure cristallographique et les principaux types des argiles gonflantes	5
I.3.1.1 Les structures tétraédriques	6
I.3.1.2 Les structures octaédriques	6
I.3.2 Les principaux types de minéraux argileux	8
I.3.2.1 Les kaolinites	9
I.3.2.2 Les montmorillonites	10
I.3.2.3 Les illites	12
I.4 Mécanisme de gonflement des sols	14
I.4.1 Gonflement par la théorie de la double couche	15
I.4.2 Echange d'ions	16
I.4.3 Gonflement par hydratation	17
I.4.3.1 Hydratation des surfaces	18
I.4.3.2 Adsorption inter particulaire	18
I.4.3.3 Adsorption inter foliaire	18
I.4.3.4 Hydratation des ions	19
I.5 Sol non saturé	20
I.5.1 Succion	20
I.5.1.1 Succion capillaire	20
I.5.1.2 Succion d'adsorption	21
I.5.1.3 Succion osmotique	21
I.5.2 Mécanisme de succion	22

I.5.2.1 En terme énergétique	22
I.5.2.2 En terme mécanique	22
I.6 Gonflement au sens mécanique	23
I.7 Cinétique du gonflement	24
I.8 Texture et microstructure des sols gonflants non saturés	25
I.8.1 Texture des sols gonflants non saturés	25
I.8.1.2 Evolution de la texture au cours du gonflement	26
I.8.2 Microstructure des sols gonflants non saturés	28
I.9 Effet du compactage sur la structure du sol compacté	32
I.9.1 Effet de compactage sur la microstructure du sol	32
I.9.2 Effet du compactage sur la répartition des pores	33
I.10 Estimation indirecte des paramètres de gonflement	33
I.11 Méthodes de mesure directe de gonflement	37
I.12 Conclusion	37

Chapitre II : Effet du gonflement sur la stabilité des ouvrages

II.1 Introduction	39
II.2 Dommages et pathologie des ouvrages sur sols gonflants	40
II.2.1 Cas des bâtiments	40
II.2.2 Cas des chaussées	44
II.2.3 Cas des voiries et des réseaux divers	46
II.2.4 Tunnels	46
II.2.5 Puits pétroliers	46
II.2.6 Cavités de stockage des déchets radioactifs	47
II.3 Causes du gonflement	48
II.4 Protection des ouvrages sur sols gonflants	49
II.5 Empêcher le gonflement et le retrait, en modifiant ou remplaçant le sol	49
II.6 Méthode de stabilisation	50
II.6.1 Stabilisation mécanique	50
II.6.1.1 Compactage	50
II.6.1.2 Drainage	51
II.6.1.3 Substitution	51
II.6.1.4 Application de fortes pressions	51

II.6.1.5 Préhumidification	51
II.6.1.6 Utilisation de fondations et d'édifices spéciaux	51
II.6.1.7 Stabilisation thermique	52
II.6.2 Stabilisation avec des additifs	52
II.6.2.1 Hydrophobants	52
II.6.2.2 Stabilisation par ajout du sable	52
II.6.2.3 Stabilisation par solutions salines	54
II.6.2.4 Stabilisation par les liants	56
II.6.2.4.1 Liants organiques	57
II.6.2.4.1.1 Stabilisation par polymères	57
II.6.2.4.2 Liants hydrauliques	57
II.6.2.4.2.1 Stabilisation par les cendres volantes	58
II.6.2.4.2.2 Stabilisation par chaux ou ciment	58
II.7 Techniques d'ajout de chaux et de ciment	61
II.7.1 Technique classique	61
II.7.2 Technique d'injection	63
II.7.1 Technique de pieux de chaux ou de ciment	63
II.8 Avantages et inconvénients des techniques de stabilisation	64
II.9 Conclusion	65

Deuxième partie : Etude expérimentale

Chapitre III : Matériaux, matériels et essais

III.1 Introduction	66
III.2 Matériaux	66
III.2.1 Localisation des matériaux utilisés	66
III.2.2 Ciment	72
III.3 Programme d'essais	73
III.3.1 Teneur en eau et Densité	73
III.3.1.1 Calcul de teneur en eau	73
III.3.1.2 Calcul de la Densité	74
III.3.2 Analyse Granulométrique et Sédimentométrique	74
III.3.2.1 Mode opératoire	74
III.3.3 Analyse Sédimentométrique	75
III.3.3.1 Mode opératoire	76

III.3.4 Bleu de méthylène	77
III.3.4 Mode opératoire	77
III.3.5 Limites d'Atterberg	78
III.3.5.1 Limite de liquidité	79
III.3.5.1.1 Mode Opératoire	80
III.3.5.2 Limite de plasticité	80
III.3.6 Compactage	81
III.3.6.1 Principe de l'essai	81
III.3.6.2 Mode d'opératoire	81
III.3.7 Cisaillement rectiligne à la boîte	82
III.3.7.1 Mode Opératoire	83
III.3.8 Essai Oedométrique	84
III.3.8.1 Principe d'essai	84
III.3.9 Gonflement libre	85
III.3.9.1 Mode d'opératoire	85
III.3.10 Essai au carbonate (CaCO_3)	86
III.3.10.1 Mode d'opératoire	86
III.3.11 Essai de l'analyse minéralogique	86
III.4 Procédures des essais après traitement au ciment	87
III.4.1 Essai de l' limite d'Atterberg après traitement	87
III.4.2 Essai Bleu de méthylène après traitement	87
III.4.3 Préparation d'échantillons	87
III.4.4 Essai de cisaillement après traitement	89
III.4.5 Essai de gonflement libre après traitement	89
III.4.6 L'essai de retrait	90
III.5 Conclusion	91

Chapitre IV : Présentation et analyse des résultats d'essais

IV.1 Introduction	92
IV.2 Résultats et discussion	93
IV.2.1 Caractéristique géotechnique et classification des sols témoins	93
IV.2.2 Caractéristique mécanique des sols témoin	98
IV.2.3 Analyse minéralogique des sols Témoins	100
IV.3 L'effet du traitement du ciment sur la valeur bleue du méthylène et les limites	102

d'Atterberg

IV.4 Minéralogie et chimie des spécimens du sol après le traitement au ciment (SB, SM et ST) 106

IV.5 L'effet du traitement du ciment sur les caractéristiques optimales du Proctor 110

IV.6 L'effet du traitement du ciment sur la cohésion et l'angle de frottement du cisaillement 113

IV.7 L'effet du traitement du ciment sur le gonflement du sol 115

IV.8 L'effet du traitement du ciment sur les courbes de retrait 120

IV.9 L'effet du traitement du ciment sur la déformation totale des sols 123

IV.10 Conclusion 129

Chapitre V : Analyse microstructurale

V.1 Introduction 130

V.2 Outils pour la description de la microstructure 130

V.2.1 Microscope électronique à balayage 131

V.2.2 Préparation des échantillons 132

V.3 Analyse de microstructure 132

V.4 Porosimétrie au mercure 133

V.5 L'effet du traitement du ciment sur la microstructure et la porosité des sols (SB, ST et SM) par MEBE 137

V.6 L'effet du traitement du ciment sur la microstructure des sols SO et STE par le MEB 146

V.7 Conclusion 156

Conclusion générale 157

Références bibliographiques 159

Annexes

Liste des figures

Chapitre I : Généralité sur les sols gonflants non saturés

Figure I.1 : Schéma d'une couche de tétraèdre avec arrangement hexagonal (Holtz et al, 1991).	6
Figure I.2 : Structure en couche à base d'octaèdre (d'après Grim., 1959).	7
Figure I.3 : Structure particulière de la Kaolinite, (Mouroux et al, 1987) (a); Assemblage d'une couche octaédrique et d'une couche tétraédrique Pour une argile « Arrangement des feuillets de Kaolinite » (b).	10
Figure I.4 : Photographie au Microscope Electronique à Balayage de Kaolinite (Mitchell, 1976).	10
Figure I.5 : Structure particulière de la montmorillonite, (Mouroux et al, 1987) (a); Arrangement des feuillets de montmorillonite (Grim, 1968) (b).	11
Figure I.6 : Photographie au Microscope Electronique à Balayage de Montmorillonite (Mitchell, 1976).	12
Figure I.7 : Structure particulière de l'illite, (Mouroux et al, 1987) (a); Structure des minéraux de la famille des micas (b) .	13
Figure I.8 : Photographie au Microscope Electronique à Balayage d'Illite (Mitchell, 1976).	14
Figure I.9 : Double couche diffuse du système eau-argile et concentration des ions.	15
Figure I.10 : Schéma représenté l'Adsorption inter particulaire.	18
Figure I.11 : Schéma représenté l'Adsorption inter foliaire.	19
Figure I.12 : Phénomène d'ascension capillaire.	20
Figure I.13 : Variation de la pression de gonflement en fonction de la succion.	23
Figure I.14 : Courbe type de cinétique de gonflement en fonction du temps.	24
Figure I.15 : Arrangement des particules d'argile (Van Olphen, 1963).	25
Figure I.16 : Evolution de texture des sols au cours du gonflement.	27
Figure I.17 : Configurations d'arrangements de particules élémentaires (Collins et Mcgown, 1974).	29
Figure I.18 : Représentations schématiques des assemblages des particules (Collins, 1974).	30
Figure I.19 : Différents types de microstructures de sols fins (Alonso et al. 1990).	31
Figure I.20 : Observation au MEB d'une texture argileuse (Troalen et al, 1984).	31

Figure I.21 : Effet de compactage sur la structure du sol (Lambe, 1958).	32
Figure I.22 : Effet de la teneur en eau de compactage sur la répartition des pores.	33

Chapitre II : Effet de gonflement sur la stabilité des ouvrages

Figure II.1 : Répartition des sols gonflants dans le monde.	40
Figure II.2 : Développement de fissures provoquées cité par (Jean Pierre Magnan 2013).	41
Figure II.3 : Dommages structurels dus au soulèvement de terrain à Al-Khod Oman.	42
Figure II.4 : Dommages structurels dus au soulèvement de terrain au Maroc.	42
Figure II.5 : Formes et directions de fissuration, (Mouroux et al, 1987).	43
Figure II.6 : formes de dégâts des bâtiments reposants sur des sols gonflants (Mouroux et al. 1987).	43
Figure II.7 : Fissuration longitudinale de route due au retrait-gonflement de sol.	44
Figure II.8 : Mécanisme d'évolution d'une route sur sol argileux gonflant.cité par (Jean-Pierre Magnan 2013).	45
Figure II.9 : soulèvement puis dislocation du radier d'un tunnel (A, robert et D, Fabre).	46
Figure II.10 : les trois barrières de protection selon l'ANDRA agence nationale pour la gestion des déchets radioactifs.	47
Figure II.11 : Microstructure de texture d'argile comme affecté par la composition en solution, (Tessier, 1990), cité par Cabane, 2006.	55
Figure II.12 : Classification des liants.	56
Figure II.13 : Variation d'indice de plasticité en ajout de la chaux Bulletin CRR, cité par Azzouz 2006.	60

Chapitre III : Matériaux, matériels et essais

Figure III.1 : Sites de localisation des sols.	67
Figure III.2 : Dommage de gonflement dans la région de Bitam.	68
Figure III.3 : Dommage de gonflement dans la région de Tébesa.	68
Figure III.4 : Dommage de gonflement dans la région de Timgad.	69
Figure III.5 : Dommage de gonflement dans la région de Méskiana.	69
Figure III.6 : Dommage de gonflement dans la région d'Oum-Elbouaghi.	70
Figure III.7 : Schéma des coupes lithologiques.	71
Figure III.8 : Photos des coupes lithologiques.	71
Figure III.9 : découpage de sol paraffiné.	74
Figure III.10 : Série des tamis.	75

Figure III.11 : L'essai de sédimentométrie.	76
Figure III.12 : Appareillage de l'essai VBS.	77
Figure III.13 : Appareil de Casagrande.	79
Figure III.14 : Photos de l'essai de limite de plasticité.	80
Figure III.15 : Photos de l'essai de compactage.	82
Figure III.16 : Appareil de cisaillement et la boîte de cisaillement.	83
Figure III.17 : Appareil oedométrique et cellule Oedométrique.	85
Figure III.18 : Appareil calcimètre.	86
Figure III.19 : Malaxeur, Presse statique et cylindre Oedométrique.	88
Figure III.20 : Variation d'indice de vide en fonction de teneur en eau pour l'essai de retrait.	91

Chapitre IV : Présentation et analyse des résultats d'essais

Figure IV.1 : Courbe granulométrique des cinq sols.	93
Figure IV.2 : Courbes de compactage pour les cinq sols témoins.	95
Figure IV.3 : Positions des sols témoins selon (Dakshanamurthy et Raman, 1973) et (Chen 1988).	96
Figure IV.4 : Positions des sols témoins selon (Seed et al 1962).	97
Figure IV.5 : Positions des sols témoins selon (Williams et Donaldson 1980).	97
Figure IV.6 : Variation de gonflement G en fonction du temps.	99
Figure IV.7 : Schémas de diffraction aux rayons X sur du sol non traité SB.	100
Figure IV.8 : Schémas de diffraction aux rayons X sur du sol non traité SM.	100
Figure IV.9 : Schémas de diffraction aux rayons X sur du sol non traité ST.	101
Figure IV.10 : Schémas de diffraction aux rayons X sur du sol non traité SO.	101
Figure IV.11 : Schémas de diffraction aux rayons X sur du sol non traité STE.	101
Figure IV.12 : Effet du ciment sur la valeur de bleu de méthylène.	104
Figure IV.13 : Effet du ciment sur les limites de liquidités.	105
Figure IV.14 : Effet du ciment sur les limites de plasticité.	105
Figure IV.15 : Effet du ciment sur les indices de plasticité.	105
Figure IV.16 : Positions des sols traités à différents dosage du ciment selon (Dakshanamurthy et Raman, 1973) et (Chen 1988).	106
Figure IV.17 : Schémas de diffraction des rayons X sur des sols non traités (SB-0, SM-0 et ST-0) et sur des sols traités au ciment à 9% (SB-9, SM-9 et ST-9) après 28 jours de durcissement après compactage statique.	109

Figure IV.18 : Effet du ciment sur l'optimum Proctor de sol SB.	111
Figure IV.19 : Effet du ciment sur l'optimum Proctor de sol SM.	111
Figure IV.20 : Effet du ciment sur l'optimum Proctor de sol ST.	112
Figure IV.21 : Effet du ciment sur l'optimum Proctor de sol SO.	112
Figure IV.22 : Effet du ciment sur l'optimum Proctor de sol STE.	112
Figure IV.23 : Variation de la teneur en eau optimal en fonction de l'ajout du ciment.	113
Figure IV.24 : Variation de la densité sèche maximale en fonction de l'ajout du ciment.	113
Figure IV.25 : Effet de l'ajout du ciment sur l'angle de frottement pour les cinq sols.	114
Figure IV.26 : Effet de l'ajout du ciment sur la cohésion pour les cinq sols.	115
Figure IV.27 : Effet du ciment sur le potentiel de gonflement pour le sol SB.	116
Figure IV.28 : Effet du ciment sur le potentiel de gonflement pour le sol SM.	117
Figure IV.29 : Effet du ciment sur le potentiel de gonflement pour le sol ST.	117
Figure IV.30 : Effet du ciment sur le potentiel de gonflement pour le sol SO.	117
Figure IV.31 : Effet du ciment sur le potentiel de gonflement pour le sol STE.	118
Figure IV.32 : Photos des sols après l'essai de gonflement libre.	118
Figure IV.33 : Variation de pression de gonflement en fonction de l'ajout de ciment.	119
Figure IV.34 : Réduction de pression de gonflement en fonction de l'ajout de ciment	119
Figure IV.35 : Variation de potentiel de gonflement en fonction de l'ajout de ciment.	119
Figure IV.36 : Réduction de pression de gonflement en fonction de l'ajout de ciment.	120
Figure IV.37 : Variation de limite de retrait en fonction de l'addition de ciment.	121
Figure IV.38 : Effet de l'addition de ciment sur la courbe de retrait après gonflement libre des sols.	121
Figure IV.39 : Effet de l'addition de ciment sur la courbe de retrait après gonflement libre des sols.	122
Figure IV.40 : Effet de l'addition de ciment sur la courbe de retrait après gonflement libre des sols.	122
Figure IV.41 : Effet de l'addition de ciment la teneur maximale après gonflement libre.	122
Figure IV.42 : Variation de déformation totale en fonction de l'ajout de ciment.	124
Figure IV.43 : Variation de la limite de retrait en fonction du taux de ciment ajouté.	127
Figure IV.44 : Variation de la limite de retrait et l'indice de plasticité en fonction du taux de ciment ajouté.	127
Figure IV.45 : Photos des sols après l'essai retrait.	128

Chapitre V : Analyse microstructurale

Figure V.1 : Vue d'ensemble du microscope électronique à balayage.	133
Figure V.2 : Vue d'ensemble d'un lyophilisateur.	134
Figure V.3 : Représentation des différentes phases d'un essai porosimétrique (Feber, 2005).	135
Figure V.4 : Représentation de distribution de tailles de pores (Feber, 2005).	135
Figure V.5 : Structure et distribution des pores de sols de types unimodal et bimodal (Satyanaga et al. 2013).	136
Figure V.6 : Vue d'ensemble d'un porosimètre à mercure.	136
Figure V.7 : Observation au MEBE du sol non traité (SB) à 500 μm .	138
Figure V.8 : Observation au MEBE du sol non traité (SM) à 500 μm .	138
Figure V.9 : Observation au MEBE du sol non traité (ST) à 500 μm .	139
Figure V.10 : Analyse par EDAX du sol ST non traité.	139
Figure V.11 : Observation au MEBE du sol non traité (SM) à 50 μm .	140
Figure V.12 : Observation au MEBE du sol non traité (SB) à 10 μm .	140
Figure V.13 : Observation au MEBE du sol traité à 9% du ciment (ST) à 50 μm .	141
Figure V.14 : Analyse par EDAX du sol ST traité à 9% du ciment.	141
Figure V.15 : Observation au MEBE du sol traité à 9% du ciment (SB) à 10 μm .	142
Figure V.16 : Observation au MEBE du sol traité à 9% du ciment (SM) à 50 μm .	142
Figure V.17 : Mesures par porosimétrie par intrusion de mercure (a) courbe de distribution des tailles de pores (PSD).	145
Figure V.18 : Porosité totale (%) et pourcentages de nanopores (3-10 nm), de micropores (10-350 nm) et de macropores (350 nm-10 μm) dans le volume total des pores.	145
Figure V.19 : Observation au MEB du sol non traité SO (800X).	146
Figure V.20 : Observation au MEB du sol traité (SO) à 1% du ciment (3000X).	146
Figure V.21 : Observation au MEB du sol traité (SO) à 3% du ciment (3000X).	147
Figure V.22 : Observation au MEB et analyse par EDAX du sol SO traité à 3% du ciment.	147
Figure V.23 : Observation au MEB du sol traité (SO) à 5% du ciment (3000X).	148
Figure V.24 : Observation au MEB du sol traité (SO) à 7% du ciment (4000X).	148
Figure V.25 : Observation au MEB du sol traité (SO) à 9% du ciment (10000X).	149
Figure V.26 : Observation au MEB et analyse par EDAX du sol SO traité à 9% du ciment.	149

Figure V.27 : Observation au MEB du sol non traité (STE) (8000X).	150
Figure V.28 : Observation au MEB et analyse par EDAX du sol STE non traité.	150
Figure V.29 : Observation au MEB du sol traité (STE) à 1% du ciment (4000X).	151
Figure V.30 : Observation au MEB du sol traité (STE) à 3% du ciment (2500X).	152
Figure V.31 : Analyse par EDAX du sol STE traité à 3% du ciment.	152
Figure V.32 : Observation au MEB du sol traité (STE) à 5% du ciment (5000X).	153
Figure V.33 : Observation au MEB du sol traité (STE) à 7% du ciment (5000X).	153
Figure V.34 : Observation au MEB et analyse par EDAX du sol STE traité à 7% du ciment.	154
Figure V.35 : Observation au MEB du sol traité (STE) à 9% du ciment (8000X).	154
Figure V.36 : Observation au MEB et analyse par EDAX du sol STE traité à 9% du ciment.	155

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralité sur les sols gonflants non saturés

Tableau I.1: Rayon ionique sec, rayon ionique hydraté, potentiel ionique et masse molaire des principaux ions constitutifs des minéraux argileux (Milot, 1964 ; Mitchell, 1993 ; Gerschel, 1995).	8
Tableau I.2: Charge électrique dans les couches élémentaires des minéraux argileux.	8
Tableau I.3: Caractéristiques de la structure des principaux minéraux argileux.	9
Tableau I.4: Caractéristique moyennes de ces argiles.	14
Tableau I.5: Modèles empirique de calcul du taux de gonflement et la pression de gonflement	34

Chapitre II : Effet de gonflement sur les ouvrages

Tableau II.1: Avantages et inconvénients des techniques de stabilisation couramment utilisées (Bekkouche et al, 2001).	64
--	----

Chapitre III : Matériaux, matériels et essais

Tableau III.1: Caractéristiques géologiques et minéralogiques des différents échantillons.	71
Tableau III.2: Caractéristiques physico-chimiques et mécaniques du ciment.	72

Chapitre IV : Présentation et analyse des résultats d'essais

Tableau IV.1: Caractéristiques physiques et géotechniques des sols naturels ($\gamma_s = 27$ kN/m ³).	94
Tableau IV.2: Caractérisation géotechnique des cinq sols ($\gamma_s = 27$ kN/m ³).	94
Tableau IV.3: Caractérisation Mécanique des cinq sols.	99
Tableau IV.4: Composition minéralogique donnée par XRD sur les sols compactés non traités et les sols compactés traités au ciment à la fin des 28 jours de durcissement. La cristallinité représente le rapport entre la surface du pic XRD liée aux phases cristallisées et la surface sous la ligne de base.	109
Tableau IV.5: Composition chimique (semi-quantification) par EDX couplée à des observations ESEM sur des surfaces fraîchement fracturées de sols compactés non traités et de sols compactés traités au ciment à la fin des 28 jours de durcissement.	110
Tableau IV.6: Résultats de déformation total	124

Tableau IV.7: Etat initial de l'échantillon SB après compactage statique (des résultats similaires ont été observés sur les sols ST et SB) ($V_{\text{initial}} = 76.93 \text{ cm}^3$ and $\gamma_s = 2.7 \text{ g/cm}^3$)	125
Tableau IV.8: Etat initial de l'échantillon SM après compactage statique (des résultats similaires ont été observés sur les sols ST et SB) ($V_{\text{initial}} = 76.93 \text{ cm}^3$ and $\gamma_s = 2.7 \text{ g/cm}^3$)	125
Tableau IV.9: Etat initial de l'échantillon ST après compactage statique (des résultats similaires ont été observés sur les sols ST et SB) ($V_{\text{initial}} = 76.93 \text{ cm}^3$ and $\gamma_s = 2.7 \text{ g/cm}^3$)	125

Chapitre V : Analyse microstructurale

Tableau V.1 : Différent famille des pores pour les sols non traités	144
Tableau V.2 : Différent famille des pores pour les sols traités	145

Liste des abréviations

Notation	Définition
A	Activité des sols
Ac	Ajout du ciment
Cg	Coefficient de gonflement
Cc	Coefficient de compression
G	Potentiel de gonflement
Pg	Pression de gonflement
P ₀	Pression de gonflement de l'argile sans ajout
P _{ajout}	Pression de gonflement de l'argile + l'ajout à un certain pourcentage
G ₀	Gonflement de l'argile sans ajout
G _{ajout}	Gonflement de l'argile + l'ajout à un certain pourcentage
G _{tot}	Gonflement total
ΔH	Augmentation de l'épaisseur dans un moment donné
H _i	Epaisseur initiale de l'échantillon
Ph	Poids humide
Ps	Poids sec
Pw	Poids de l'eau
e	Indice des vides
e ₀	Indice des vides initial
n	Porosité
Δe	Variation de l'indice des vides
Ic	Indice de consistance
I _p	Indice de plasticité
I _r	Indice de retrait
n _i	Nombre d'ion/m ³
P	Pression partielle de vapeur
P ₀	Pression de vapeur saturante à la température T
P _c	Pression capillaire
r	Rayon du tube capillaire
R	Constante des gaz parfait
Sr	Degré de saturation
T	Température absolue
u _a	Pression de l'air au-dessus de l'interface
u _w	Pression de l'eau en dessous de l'interface
ΔV	Variation de volume
V	Volume total
v	Volume du matériau avant de compactage
V	Vitesse ultrasoniques
V _s	Volume des grains solides
W _n	Teneur en eau naturelle
W ₀	Teneur en eau initial
W _{opt}	Optimum de Proctor
W _{sat}	Teneur en eau à l'état de saturation
W _l	Limite de liquidité
W _p	Limite de plasticité
W _r	Limite de retrait
w _{sat}	Teneur en saturation

σ	Contrainte effective
σ'_p	Contrainte de pré-consolidation
$\gamma_{d, \text{opt}}$	Poids volumique de l'optimum Proctor
γ_w	Poids volumique de l'eau
γ_d	Poids volumique sec
γ_h	Poids volumique humide
γ_s	Poids volumique des grains solides
C	Cohésion
φ	Angle de frottement
Z_i	Valence de l'ion
Ψ	Potentiel électrique
ψ'	Succion totale

Notation	Définition
AFNOR	Association Françaises de normalisation
CE	Conductivité électrique
CEC	Capacité d'échange cationique
DRX	Diffraction de rayons X
EDAX	Dispersive en énergie de rayons X
HDC	Double couche diffuse
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et chaussées
M.E.B	Microscope Electronique à Balayage
M.E.B.E	Microscope Electronique à Balayage Environnementale
NF	Normes Françaises
PIM	Porosimétrie par intrusion de mercure
PSD	Distribution de taille des pores cumulatifs
RWP	Facteur associé à la qualité de l'ajustement
SB	Sol de Bitam
SM	Sol de Meskiana
SO	Sol d'Oum-Elbouaghi
ST	Sol de Timgad
STE	Sol de Tébessa
SST	Surface spécifique totale
VBS	Valeur de Bleu de Méthylène

INTRODUCTION

GENERALE

Introduction générale

Des désordres importants ont été observés dans plusieurs régions du monde. Ces désordres ont été causés par le gonflement des sols (Nalbantoglu et Gucbilmez, 2001, Al-Mhaidib, 2006). Ces régions sont connues comme arides et semi arides, par conséquent, elles sont caractérisées par un climat de faible précipitation et une différence de température significative entre l'hiver et l'été, avec un hiver froid et humide et un été chaud et sec. De plus, leur géologie est souvent caractérisée par la présence de formations géologiques riches en argile qui présentent de grands changements volumétriques lorsque les conditions climatiques varient.

Cela est particulièrement vrai pendant les longues périodes de sécheresse, ou lorsque les activités humaines affectent le niveau de la nappe phréatique, en raison soit d'un pompage excessif pour l'irrigation dans l'agriculture, soit du développement des industries ou de l'urbanisation. Ainsi, le phénomène de gonflement-retrait qui affecte les sols et les fondations des constructions, des routes et des remblais, nécessite une attention particulière de la part des ingénieurs géotechniciens. Cependant, la stabilisation du sol est généralement obtenue par l'utilisation des matériaux de haute qualité pour pouvoir les utiliser dans la construction (avec des coûts supplémentaires) ou par l'utilisation ou la réutilisation des matériaux locaux, y compris les sols gonflants après avoir les traités avec du ciment ou de la chaux.

Par ailleurs, le traitement permet un meilleur compactage du sol en réduisant la plasticité du sol et, par conséquent, en améliorant sa capacité portante. Les méthodes de stabilisation des sols gonflants comprennent également l'addition de sable (Louafi et Bahar, 2012), de sel (Belabbaci et al, 2013, Hachichi et al, 2007) ou d'un mélange de sable et de sel de dunes. (Lamara et al, 2006), mais l'efficacité de ces traitements n'a pas encore été clairement démontrée en pratique, contrairement aux traitements au ciment et / ou à la chaux. La stabilisation du sol à l'aide de ciment et / ou de chaux a été étudiée par de nombreux auteurs (Petry et Little, 2002). La plupart des auteurs ont montré que l'ajout de diverses proportions de chaux ou de ciment entraînait une réduction à la fois du potentiel de gonflement et de la pression de gonflement des sols expansifs. Al-Rawas et al (2005) ont montré sur des sols expansifs d'Al-Khod Omen qu'une addition de chaux de 6% réduit le potentiel de gonflement et la pression de gonflement à zéro, alors que plus étonnamment, un traitement de 6% ou 9% avec Sarooj (une pouzzolane artificielle) entraîné une augmentation de la pression de gonflement. Gueddouda et al (2013) ont étudié les effets des sels, de la chaux, du ciment, de la chaux / ciment ou des mélanges chaux / sel et ont montré une

réduction du potentiel de gonflement de 70% avec le mélange chaux / ciment et de 80% avec la chaux / sel.

Toutefois, le traitement avec un stabilisant chimique atteint un seuil maximum supérieur selon la quantité du stabilisant à ajouter, comme par exemple 6% ou 8% de chaux pour Al-Rawas et al (2005) et Derriche et Lazzali (1997) respectivement, ou 3% à 6% de de la chaux pour Mellas et al (2012). Les propriétés de gonflement et de portance des sols expansifs traités sont améliorées en réduisant la sensibilité de l'argile à l'eau, ce qui conduit à la réduction de l'indice de plasticité. Le comportement fluctuant de l'indice de plasticité observé par Al-Rawas et al (2005) indique un impact plus complexe du stabilisant. L'indice de plasticité a initialement augmenté après un traitement de 3% de chaux ou de ciment, ou un mélange chaux / Sarooj à 3% pour chaque composant, tandis que d'autres ajouts ont induit une diminution progressive de l'IP.

En revanche, l'échantillon traité avec 3% ou 5% de chaux 3% de ciment présentait une réduction initiale de l'indice de plasticité suivie d'une augmentation générale. Entre autres études, les travaux de Mahamedi et Khemissa (Mahamedi et Khemissa, (2013), Khemissa et Mahamedi, (2014), Khemissa et al, (2017 et 2018) ont porté sur des sols proches de la région des Aurès, dont la géologie est proche de celle des sols ou les échantillons testés dans la présente étude ont été extraits. Khemissa et al (2008) ont montré que les sols argileux naturels algériens sont globalement sur-consolidés, ont une faible perméabilité et ne présentent pas de fluage significatif. La sur-consolidation est due au retrait et entraîne une dessiccation importante des sols.

La présente étude a pour objet l'étude du comportement des argiles gonflantes compactées. Cependant, non seulement le comportement du gonflement sera étudié mais aussi le retrait. Si le phénomène de gonflement est systématiquement pris en compte dans les études d'ingénierie appliquées sur des sols expansifs, leur comportement de retrait est moins étudié en raison de l'état sec habituel des sols dans les régions arides.

Néanmoins, les dommages se produisent après une succession de gonflement et de retrait, de sorte que les propriétés de retrait du sol doivent également être prises en compte, ainsi que l'effet des cycles de séchage à l'état humide dans une étape ultérieure. Parmi les rares études concernant le phénomène de retrait, l'argile naturelle fortement consolidée testée par Khemissa et al (2018) montre non seulement une très forte pression de gonflement et un gonflement libre mais aussi des limites de retrait conventionnelles et efficaces très élevées.

Elle vise à compléter les résultats antérieurs des chercheurs sur les argiles expansives algériennes en étudiant le retrait et en couplant les propriétés mécaniques et physiques des

sols expansifs après le traitement par le ciment et leurs microstructures avec la mesure quantitative de la minéralogie et de la porosité. Le plan de ce mémoire est organisé en cinq chapitres.

Le premier chapitre consiste à dépeindre le cadre général de la famille des argiles ainsi que des notions sur les sols non saturés. Ces derniers sont examinés au niveau microscopique ; une spécificité de leur comportement étant liée à la microstructure et en dernier une estimation des paramètres de gonflement direct et indirect.

Le deuxième chapitre montre la nécessité de se rendre compte de l'importance des dommages occasionnés par le gonflement, les causes, les conséquences du gonflement et en adaptant les techniques de stabilisation et de construction pour résoudre ce problème.

On réserve **le troisième chapitre** à la localisation des cinq sols témoins, un programme expérimental et la procédure d'essais réalisés au laboratoire selon les différentes normes, ont été signalés à la suite de ce chapitre.

Le quatrième chapitre est consacré à la discussion des résultats obtenus après avoir coupler les propriétés mécaniques et géotechnique des cinq sols expansifs après le traitement par le ciment à différents dosages. Les comportements des argiles expansées compactes extraites de cinq sites urbanisés de la région des Aurès ont été comparés, en incluant la mesure des énergies de compactage à l'optimum de Proctor, le potentiel de gonflement et la pression de gonflement ainsi que la courbe de retrait après gonflement et la détermination de la déformation totale des sols et de l'analyse minéralogique et chimique. Les résultats de chaque essai ont été discutés.

Le cinquième chapitre développe une analyse microstructurale des sols observés au moyen de la microscopie électronique à balayage avec la mesure quantitative de la minéralogie par diffraction de rayon X. La porosité a été effectuée en fonction du porosimètre par intrusion de mercure.

Enfin, cette thèse se termine par des conclusions permettant de synthétiser les principaux résultats obtenus ainsi que des perspectives.

PREMIERE PARTIE

SYNTHESE

BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I :
NOTIONS SUR LES
SOLS NON SATURES

Chapitre I :

Généralités sur les sols gonflants non saturés

I.1 Introduction

La mécanique des sols s'est pendant très longtemps intéressée uniquement au cas des sols saturés. Cependant, il est indispensable de prendre en considération le comportement des sols non saturés et ce surtout dans les pays à climat désertique ou sec où l'on est en permanence confronté à ce type de sol pour la plupart des ouvrages.

Les sols naturels non saturés sont rencontrés souvent dans les régions arides ou semi-arides (Dudley, 1970). Dans ces régions, on trouve une grande variété de ce type de sol à savoir les argiles gonflantes très plastiques (gonflement et retrait suite à des cycles d'humidification et séchage, respectivement), les dépôts alluviaux (risque d'effondrement s'ils présentent une structure ouverte), les sols colluviaux ou encore les sols éoliens dont le loess entre autres.

Vue la diversité de ces types de sols, il est commode de faire une présentation de la composition des différentes familles des argiles, leur stabilité et leur affinité avec l'eau qui est en générale le facteur principale du déclenchement de phénomène de gonflements des sols, pour aborder ensuite la définition du sol non saturé, la succion et les mécanismes de gonflement. Dans un dernier point sont exposées les textures et les microstructures des sols non saturés.

I.2 Les argiles

Les argiles sont très abondantes dans la nature et couvrent environ 42 % du volume de l'écorce terrestre (Levêque, 1984).

Il n'existe pas de définition unique du terme « argile ». Le mot « argile » englobe deux connotations dont l'une liée à la taille des grains et l'autre à la minéralogie. La définition dépend de la discipline concernée.

Le géologue ou le pédologue considère comme « argile » tout minéral de faible granulométrie, la limite étant fixée à 2 ou 4 microns selon les cas (Caillère et al, 1982). Les céramistes définissent l'argile comme une matière première qui, en présence d'eau, forme une pâte plastique qui durcit après cuisson (Voinovich, 1971).

Pour l'ingénieur du génie civil, le sol argileux désigne un sol qui contient un certain pourcentage de minéraux argileux et dont le comportement est influencé par la présence de ces derniers. Un sol argileux est un sol fin, plastique et cohérent, actif sur le plan électrochimique et dont le comportement est très sensible à la présence de l'eau. L'influence de la proportion en argiles sur les propriétés du sol augmente avec la quantité d'eau. Lorsque la quantité d'argile excède 50% en masse, le comportement du mélange est gouverné par l'effet de l'argile (Khattab, 2007).

En géotechnique les sols sont classés suivant leur granulométrie tous sols dont le diamètre moyen est $<20\mu\text{m}$ est dit sol argileux ce pendant les tailles des particules n'est pas suffisante pour dire que c'est une argile, il faut aussi que ce soit minéralogiquement un phyllosilicates (texture en feuillets).

I.3 Minéralogie des argiles

Les argiles sont les produits de décomposition des roches siliceuses par désagrégation physique et mécanique puis par altération chimique. La famille des minéraux argileux regroupe tous les silicates hydratés appartenant au groupe des phyllosilicates. Les minéraux argileux sont assimilés à des colloïdes, ce qui signifie qu'ils sont capables de fixer facilement de grandes quantités de phase liquide continue (Caillère et al, 1982).

I.3.1 Structure cristallographique et principaux types d'argiles

L'argile n'est pas un matériau que l'on peut définir par le seul caractère granulométrique de 2 microns, il existe d'une part des roches argileuses compactes (comme les argiles de certaines marnes) et d'autres part des minéraux très fins qui n'ont pas les propriétés caractéristiques de l'argile.

On ne peut non plus le faire en le considérant seulement comme une roche sédimentaire plus au moins cohérente qui avec l'eau forme une pâte.

En effet, l'argile est une entité minéralogique réelle, caractérisée à la fois par :

- sa nature chimique (silicate d'aluminium hydraté) ;
- sa structure phylliteuse;
- son comportement avec l'eau (gonflement, dispersion, hydratation,...).

Avant d'analyser le phénomène de gonflement proprement dit, il est essentiel de rappeler certaines notions minéralogiques et physico-chimiques relatives aux interactions entre l'eau et les particules argileuses (Grim, 1962 ; Mitchell, 1976).

Chaque minéral argileux est formé par l'empilement de cristaux microscopiques, qui portent habituellement le nom de couche en raison de leur apparence similaire à celle d'une lamelle ou d'une couche extrêmement mince.

Ces couches sont elles-mêmes constituées d'unités cristallines que l'on appelle structures fondamentales. Celle-ci se juxtapose dans un seul plan, et c'est pourquoi les couches ont une surface très grande par rapport à l'épaisseur. On évalue l'épaisseur des couches et des structures fondamentales à environ 0.5 nm (5×10^{-7} mm).

Les chercheurs ont observé qu'il n'existait que deux structures fondamentales

- les structures fondamentales tétraédriques ;
- les structures fondamentales octaédriques.

I.3.1.1 Les structures tétraédriques

Le tétraèdre de silice est formé de 4 atomes d'oxygène entourant un atome de silicium équidistant de chacun d'eux. Ces tétraèdres se combinent selon un arrangement plan hexagonal, les atomes d'oxygènes étant dans un même plan et chacun d'eux étant commun à deux tétraèdres. Un des atomes d'oxygène possède une valence libre et peut être mis en commun avec un autre feuillet.

Les tétraèdres sont liés ensemble par leurs bases en partageant un ion d'oxygène entre deux tétraèdres pour former une couche tétraédrique (figure I.1). La formule générale de cet ensemble est $n [(\text{Si}_2\text{O}_5)^{2-}]$.

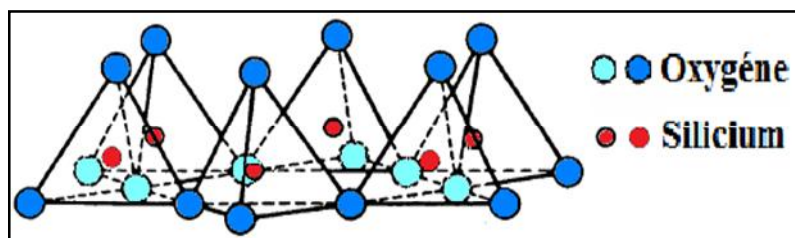


Figure I.1 : Schéma d'une couche de tétraèdre avec arrangement hexagonal (Holtz et al, 1991)

I.3.1.2 Les structures octaédriques

L'octaèdre d'alumine est constitué de 6 hydroxyles entourant un atome d'aluminium ou de magnésium équidistant de chacun d'eux. Ces octaèdres se combinent entre eux pour former une couche plane. Ces derniers sont entourés par des groupements hydroxyles (OH^-) comme il est montré dans la (figure I.2).

Les unités octaédriques sont liées ensemble de telle sorte que chaque groupement fonctionnel (OH^-) est partagé entre 3 unités octaédriques. La formule générale de ce groupement est $n [\text{Al}_2(\text{OH})_6]$ ou $n [(\text{Mg}_3(\text{OH})_6)]$.

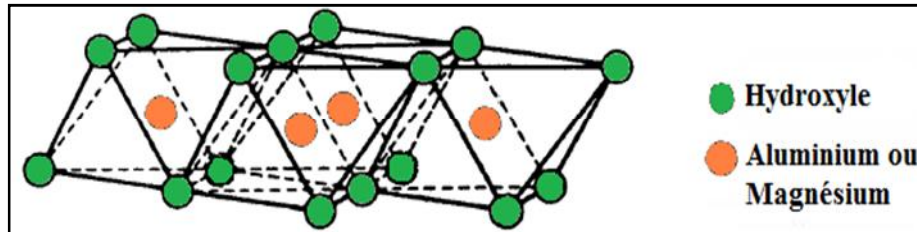


Figure I.2 : Structure en couche à base d'octaèdre (d'après Grim., 1959)

Ces empilements de couches anioniques laissent deux types de vides :

- Des vides inter-couches dans les structures tétraédriques ou octaédriques ;
- Des vides inter-couches de forme hexagonale et de plus grande dimension dans la couche d'oxygènes des structures tétraédriques.

Par ailleurs, une des conditions de stabilité des empilements de couches élémentaires est la compensation des charges électriques négatives des hydroxyles et des oxygènes. Cette compensation se fait par la présence de cations, logés dans les vides mentionnés (Pomerol et Renard, 1995), de l'ordre de 1.40 Å, les vides ne peuvent accueillir que des cations de petite taille (0.55 à 0.61 Å). Dans le cas théorique de référence, les tétraédriques sont remplis par un cation Si^{4+} (rayon 0.42 Å) et deux octaèdres sur trois remplis par un cation Al^{3+} (rayon ionique : 0.5 Å) (tableau I.1). Les liaisons entre anions et cations sont partiellement ioniques (transfert d'un électron de l'un à l'autre) et partiellement covalentes (partage d'un électron par mise en commun des orbitales extérieures). Ce sont donc des liaisons très stables (Caillère et al, 1982).

Les couches tétraédriques et octaédriques constituent les structures de base, communes à tous les minéraux argileux. Leurs associations sont essentiellement de trois types :

- Le premier est l'association d'une couche tétraédrique avec une couche octaédrique, noté 1/1 ou Te Oc, qui a une charge électrique globale nulle (Tableau I.2). L'épaisseur de ce feuillet élémentaire est de 7 Å et constitue le motif de base de kaolinite ;
 - Le deuxième est l'association de deux couches tétraédriques avec une couche octaédrique, noté 2/1 ou Te Oc Te. L'épaisseur du feuillet élémentaire ainsi constitué est de 10 Å. Il constitue le motif de base de l'illite ou de smectite.
 - Enfin, les chlorites sont caractérisés par une disposition 2/1/1, qui se différencie du motif 2/1 par une couche octaédrique supplémentaire.

Tableau I.1 : Rayon ionique sec, rayon ionique hydraté, potentiel ionique et masse molaire des principaux ions constitutifs des minéraux argileux (Millot, 1964 ; Mitchell, 1993 ; Gerschel, 1995).

Ion	Rayon ionique « sec » (Å)	Rayon hydraté (Å)	Potentiel ionique (charge/rayon)	Masse molaire de l'atome (g/mol)
H ⁺				1,00797
Li ⁺	0,6	7,3-10	3,33	6,939
K ⁺	1,33	3,8-5,3	0,75	39,102
Na ⁺	0,95	5,6-7,9	1,03	22,9898
Ca ²⁺	0,99	9,6	2,02	40,08
Mg ²⁺	0,65	10,8	3,03	24,312
Fe ²⁺	0,74		2,7	55,847
Al ³⁺	0,5		6	26,9815
Fe ³⁺	0,64		4,69	55,847
Si ⁴⁺	0,42		9,52	28,086
O ²⁻	1,40			15,9994

Tableau I.2 : Charge électrique dans les couches élémentaires des minéraux argileux.

Charge électrique		Ions	Couches élémentaires	Feuillet
-6	-12	6 O ²⁻	Couche hexagonale d'oxygène	Tétraédrique
	+16 -10	4 Si ⁴⁺ 4 O ²⁻ , 2 OH ⁻	Couche compacte d'oxygène et hydroxyles	
+6	+12 -6	4 Al ³⁺ 6 OH ⁻	Couche compacte d'hydroxyles	Octaédrique

I.3.2 Les principaux types de minéraux argileux

Jusqu' à maintenant, il a été possible d'identifier plusieurs douzaines de minéraux argileux. On les a divisés en trois grands groupes, qui portent le nom du minéral argileux le plus commun dans chaque groupe:

- l'illite.
- la kaolinite ;
- la montmorillonite ;

Chacun possède sa propre structure cristalline et présente un comportement bien distinct, mais tous ont une propriété en commun : une grande activité électrique. C'est cette activité, entre autre, qui attire et maintient fortement, à la surface des minéraux argileux, les molécules d'eau et les divers ions présents dans l'eau des sols. Pour une grande partie, elle est également à l'origine des forces de cohésion qui unissent les minéraux argileux entre eux et confèrent leur plasticité aux sols cohérents.

En génie civil, il est généralement suffisant d'étudier les propriétés de ces trois minéraux argileux pour comprendre le comportement de la plupart des dépôts d'argile. Les autres minéraux argileux sont plus rares et présentent d'ailleurs des caractéristiques souvent similaires à celle de la kaolinite, de la montmorillonite ou de l'illite. Le tableau I.3 met en évidence les principales caractéristiques de la structure de ces trois minéraux.

Tableau I.3 : Caractéristiques de la structure des principaux minéraux argileux

Minéraux argileux	Type et qualité des liens entre les couches élémentaires	Substitutions isomorphes	Activité électrochimique	Gonflements
Illite	Liens assurés par des atomes de potassium (k) moins forts que ceux de la kaolinite, mais plus que ceux de la montmorillonite	Plus nombreuses que celles de la kaolinite, mais moins nombreuses que celles de la montmorillonite	Supérieure à celle de la kaolinite, mais inférieure à celle de la montmorillonite	Faibles à moyens
Kaolinite	Liens d'hydrogènes parmi les plus forts chez les minéraux argileux	Peu nombreuses	Une des plus faibles chez les minéraux argileux	Assez faibles
Montmorillonite	Liens assurés par des molécules d'eau, parmi les plus faibles chez les minéraux argileux	Très nombreuses	Une des plus fortes chez les minéraux argileux	Importants

I.3.2.1 Les illites

L'illite $(k, H_2O)_2 Si_8 (Al, Fe, Mg)_{4,6} O_{20}(OH)_4$ a été identifiée pour la première fois à l'université de l'Illinois par le professeur R.E.Grim. On la considère comme un des minéraux argileux les plus abondants sur la terre. La structure de l'illite ressemble à celle de la montmorillonite puisque ses feuillets élémentaires, dont l'épaisseur atteint 1nm, sont elles aussi formées d'une couche octaédrique emprisonnée entre deux couches tétraédriques (Figure I.7).

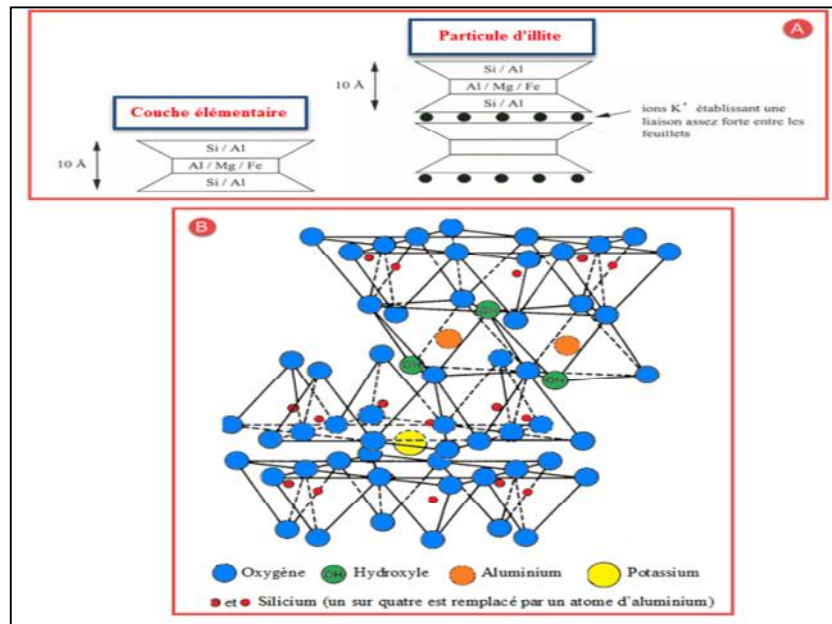


Figure I.3 : Structure particulaire de l'illite, (Mouroux et al, 1987) (a); Structure des minéraux de la famille des micas (b).

Ce qui diffère, ce sont les liens unissant les feuillets élémentaires : ils sont assurés par des atomes de potassium (K). Bien qu'étant plutôt forts comparativement à ceux de la montmorillonite, ils demeurent inférieurs aux liens d'hydrogène de la kaolinite. L'épaisseur typique de l'illite se situe donc entre celles de la montmorillonite et de la kaolinite, c'est-à-dire à environ 30nm, bien qu'elle puisse varier de 10 à 200 nm.

L'activité électrochimique de l'illite est plus importante que celle de la kaolinite. En effet, étant donné le nombre de ses substitutions isomorphes et sa surface spécifique, qui sont plus grands que ceux de la kaolinite, on trouve plus de charges électriques négatives à la surface de ses particules, qui sont elles-mêmes plus actives en présence d'eau que celle de la kaolinite. Cette activité est toutefois bien inférieure à celles de la montmorillonite.

Les dépôts de sol contenant de l'illite (Figure I.8) demeurent assez stables. Lorsque leur teneur en eau augmente, ils peuvent subir des gonflements, mais beaucoup moins importants que ceux observés dans les dépôts de montmorillonite. Les dépôts d'illite se situent principalement dans les zones de pluie modérée : le centre des Etats-Unis, l'Angleterre et l'Europe continentale. Les nombreux dépôts d'argiles marines postglaciaires du Québec contiennent un pourcentage très élevé d'illite.

Le chlorite est un minéral argileux assez abondant dont le comportement s'apparente à celui de l'illite.

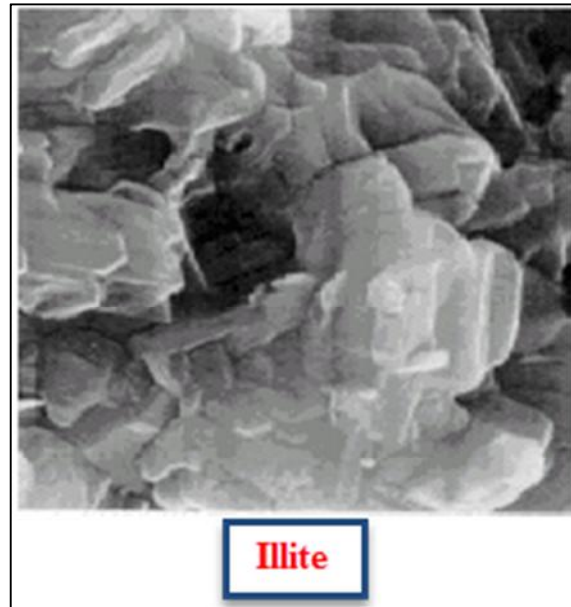


Figure I.4 : Photographie au Microscope Electronique à Balayage d'Illite (Mitchell, 1976).

I.3.2.2 Les kaolinites

Le feuillet élémentaire est composé d'une couche de silice et d'une couche d'alumine. La liaison entre les deux couches se fait par substitution de certains $(OH)^-$ par des oxygènes O^{2-} . Entre différents feuillets de kaolinite, le contact se fait entre un plan contenant les ions hydroxyles $(OH)^-$ de l'octaèdre et celui contenant les atomes d'oxygène O^{2-} du tétraèdre. Les liaisons entre feuillets sont l'effet composé de liaisons hydrogène et de forces de Van der Waals qui confèrent à l'ensemble une structure stable qui n'est pas affectée par la présence d'eau. La particule de kaolinite comporte 100 à 150 feuillets qui lui donnent une épaisseur de 0,1 μm et une largeur de 1 μm (figure I.3) et (figure I.4) .

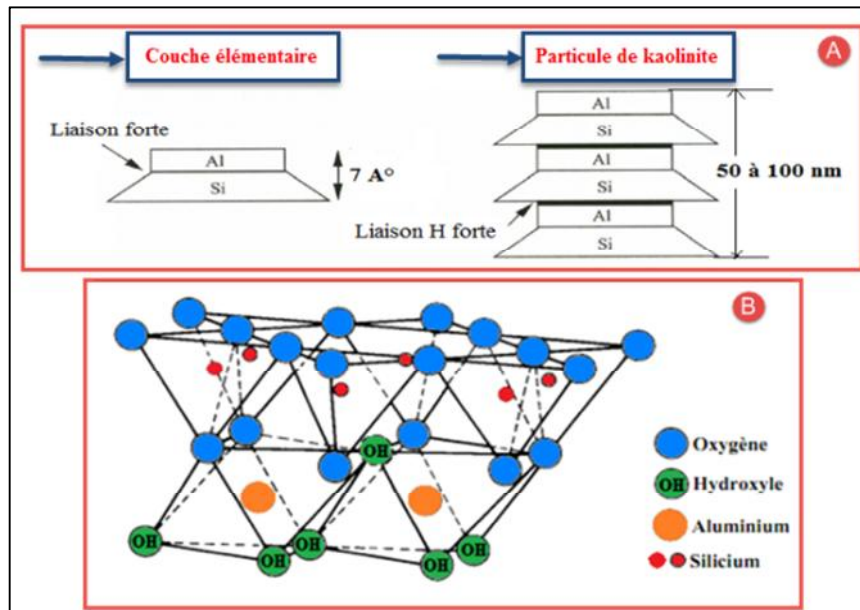


Figure I.5: Structure particulière de la Kaolinite, (Mouroux et al, 1987) (a); Assemblage d'une couche octaédrique et d'une couche tétraédrique Pour une argile « Arrangement des feuillets de Kaolinite » (b).

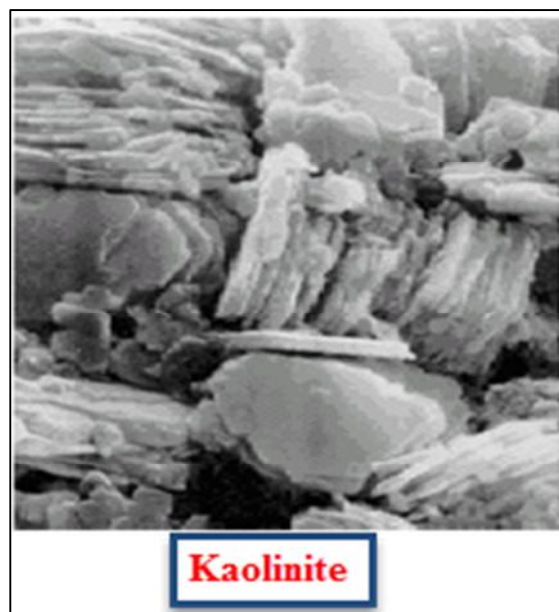


Figure I.6 : Photographie au Microscope Electronique à Balayage de Kaolinite (Mitchell, 1976).

I.3.2.3 Les montmorillonites

La montmorillonite $(OH)_4 Si_8 (Al^{3+}_{10/3}, Mg_{2/3})O_{20} \cdot n H_2O$ est un minérale argileux abondant qui a été découvert à Montmorillon, en France. Elle est formée de feuillets élémentaires constitués de deux couches tétraédriques placés de part et d'autre d'une couche octaédrique contenant des atomes d'aluminium (gibbsite). Elle porte parfois le nom de smectite.

Les feuillets élémentaires de la montmorillonite ont une épaisseur d'environ 0.96 nm et, comme celle de la kaolinite, elle peuvent s'étendre considérablement en longueur et largeur.

Des molécules d'eau fortement attirées vers les surfaces chargées des couches tétraédriques assurent les liens entre les feuillets (figure I.5). Ces liens demeurent cependant plutôt faibles, car lorsque la quantité d'eau augmente dans le sol, les molécules d'eau peuvent s'infiltrer très facilement entre les feuillets et les séparer. Les particules de montmorillonite comptent généralement entre une et quelques feuillets élémentaires et ont une épaisseur variant de 1 à 10 nm ; elles se rangent parmi les plus fines chez les minéraux argileux (Figure I.5).

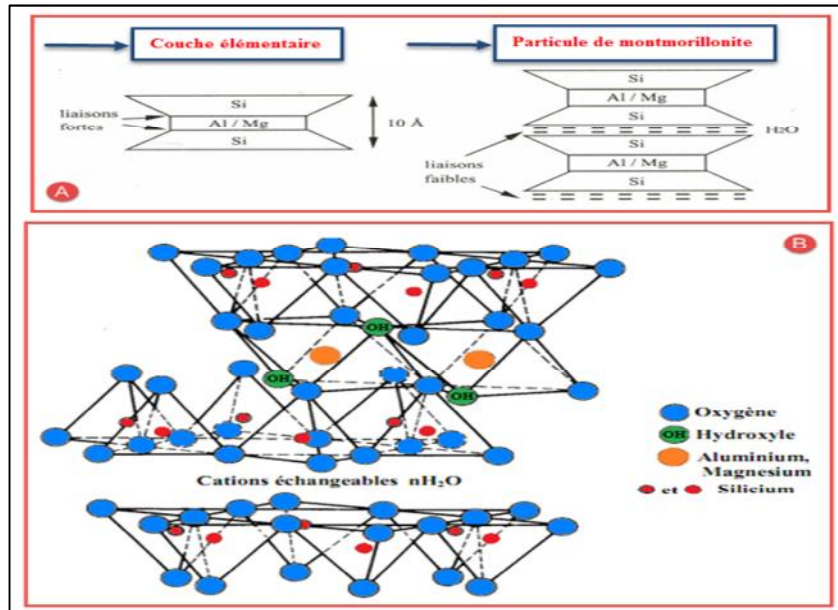


Figure I.7: Structure particulière de la montmorillonite, (Mouroux et al, 1987) (a); Arrangement des feuillets de montmorillonite (Grim, 1968) (b).

Contrairement à la kaolinite, la montmorillonite se caractérise par une très grande activité électrochimique à la surface de ses particules.

Cette activité s'explique par le nombre élevé de substitutions isomorphes qui survient, surtout dans la couche octaédrique, là où les atomes de Magnésium ou de Fer peuvent remplacer les atomes d'Aluminium, de plus, la grande surface spécifique des particules contribue à y accroître la quantité des charges électriques négatives.

Les dépôts de sol contenant de la montmorillonite ont tendance à manifester de forts gonflements lorsque leur teneur en eau augmente. Ce gonflement peut engendrer des pressions suffisantes pour détériorer la structure des routes ou des constructions légères comme les petits bâtiments.

Les dépôts de montmorillonite se situent particulièrement dans les régions les plus arides du monde : l'ouest des États-Unis, le sud de l'Afrique, l'Australie et la Nouvelle-Zélande.

La montmorillonite (Figure I.6) a de nombreuses applications industrielles et pharmaceutiques liées à ses qualités d'absorption ; on s'en sert entre autres dans la fabrication de la litière pour chats. La bentonite, un minéral argileux dont les propriétés sont similaires à celle de la montmorillonite, est employée dans la reconnaissance des sols, comme boue de forage et matériau d'étanchéité. Il arrive même qu'elle serve à la confection de noyaux étanches et flexibles dans les ouvrages temporaires d'étanchéité tels que les digues utilisées lors de la réfection des barrages.

La vermiculite est un minéral argileux qui appartient au même groupe que la montmorillonite.

Le mécanisme de l'hydratation est dominé dans les montmorillonites par la porosité inter agrégats et la porosité inter particulaire (Figure I.6)

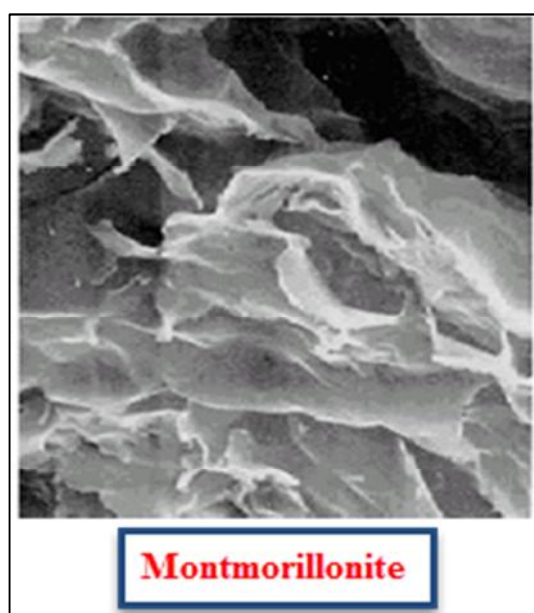


Figure I.8 : Photographie au Microscope Electronique à Balayage de Montmorillonite (Mitchell, 1976).

Les caractéristiques moyennes de ces argiles sont résumées dans le tableau I.4.

Tableau I.4 : Caractéristique moyennes de ces argiles.

Nom	Type	Nombre de feuillets par particule	Diamètre d'une particule (μm)	Epaisseur d'une particule (μm)	Surface Spécifique en m^2/g	C.E.C. en meq/100g
Kaolinite	1:1	100-200	0,1-4	1-10	10-20	3-15
Montmorillonite	2:1	1	0,1	0,001	700-840	80-150
Illite	2:1	1-10	0,1-1	0,003-0,01	65-100	10-40

I.4 Mécanisme de gonflement des sols

Le mécanisme de gonflement des argiles a fait l'objet de nombreuses hypothèses. Il est de nos jours bien établi que le phénomène est un phénomène de physico-chimie des surfaces qui fait intervenir adsorption d'eau, échange ionique et oxydo-réduction.

Cependant, les mécanismes d'adsorption d'eau sur la surface des particules ne sont pas parfaitement maîtrisés.

Des recherches fondamentales récentes basent le mécanisme d'adsorption sur la théorie de la double couche électrique (Gouy, Stern). Conformément à la théorie de la double couche électrique, Baver et .al. (1972) font état de deux catégories d'adsorption qui sont responsables du phénomène de gonflement :

- Adsorption d'eau à la surface (hydratation de surface).
- Adsorption d'eau due à la pression osmotique.

I.4.1 Théorie de la double couche

La théorie la plus connue donnant une explication satisfaisante du mécanisme de gonflement à l'échelle microscopique, et dont plusieurs études expérimentales (Mitchell, 1973) ont montré sa validité, est la théorie de la double couche électrique.

L'existence et la formation de cette double couche est liée principalement à la charge de la particule argileuse qui est généralement négative due à des substitutions isomorphes au niveau des feuillets. Celle-ci lie rigidement sur sa surface une première couche d'ions dite couche fixe. Au-delà, les forces de liaisons se relâchent et la particule s'entoure d'une atmosphère d'ions dite diffuse, l'ensemble constitue ce qu'on appelle une double couche.

La description théorique de la double couche diffuse a été initialement proposée par Gouy (1910) et Chapman (1913), et plus tard modifiée par Stern (1924). Des développements détaillés de la théorie ont été fournis par Mitchell (1976) et Van Olphen (1977).

La théorie de Gouy-Chapman d'origine électrique suppose que la double couche soit composée d'une couche fixe liée au solide et d'une couche diffuse en affinité avec les particules argileuses. L'attraction des cations par la surface argileuse entraîne (Figure I.9).

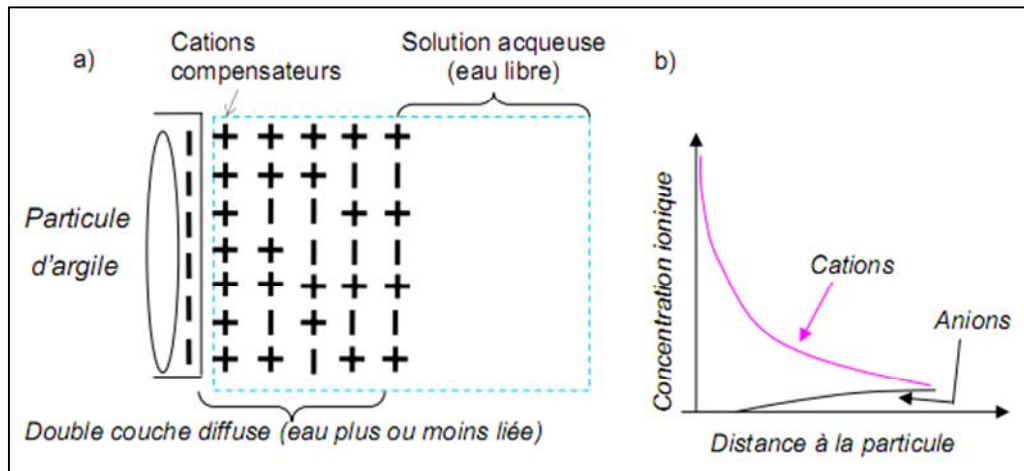


Figure I.9 : Double couche diffuse du système eau-argile et concentration des ions.

Une modification de la concentration en ions par rapport à l'interface des particules. Cette variation de concentration en fonction du potentiel est répartie dans la double couche selon la statistique de Boltzmann :

$$n_i = n_0 \cdot \exp \left(\frac{-Z_i \cdot e' \cdot \psi}{K_b \cdot T} \right) \quad (I.1)$$

n_i : le nombre d'ion/m³,

Z_i : la valence de l'ion,

e' : la charge d'un électron ($1.6 \cdot 10^{-19}$ C),

Ψ : le potentiel électrique (V),

K_b : la constante de Boltzmann ($13.8 \cdot 10^{-24}$ J/K),

T : la température absolue (K).

Cette équation décrit la distribution des ions en fonction du potentiel électrique. Dans le cas du double couche, ce potentiel n'est pas constant mais décroît en fonction de la distance par rapport à la surface de la particule. Il est décrit, en unidimensionnel, par l'équation de Poisson-Boltzmann qui peut être écrite d'une manière simplifiée :

$$\psi(x) = \psi_0 \cdot \exp(-K_d \cdot x) \quad (I.2)$$

Avec

$$K_d = \frac{2 \cdot Z^2 \cdot e^2}{\epsilon \cdot K_b \cdot T} \cdot n_0 \quad (I.3)$$

Ainsi, le potentiel électrique diminue de façon exponentielle si l'on s'éloigne de la surface du feuillet. L'insertion de l'équation 2 dans l'équation 1 nous permet de calculer les

profils de densités de cations ou d'anions en fonction de la distance par rapport à l'interface solide-liquide. Les chercheurs ont communément fait référence à l'épaisseur de la double couche qui correspond à la distance K_d^{-1} , où $= \Psi_0 / e$. Il ne s'agit donc pas réellement d'une épaisseur mais elle permet de visualiser l'effet de différents paramètres sur l'extension de la double couche.

L'épaisseur de la double couche diffuse HDC est alors définie par l'équation suivante :

$$HDC = \sqrt{\frac{\varepsilon K_d T}{2 \cdot n_0 \cdot Z^2 \cdot e^2}} \quad (m) \quad (1.4)$$

I.4.2 Echange d'ions

Lorsqu'une particule argileuse est mise en contact avec un fluide, il y a une forte probabilité que la composition cationique du fluide soit différente de celle de l'argile, ce qui crée un déséquilibre osmotique et chimique. Le rétablissement de l'équilibre s'accompagne alors d'un échange d'eau et/ou d'ions. Ces échanges modifient la quantité d'eau au contact des particules et sont donc susceptibles de causer une déformation du matériau. Les travaux concernant la chimie et la physico-chimie des interfaces (Caillère et al, 1982 ; Mitchell, 1993) ont permis de mieux comprendre ces phénomènes.

Aborder cette question impose de ne plus considérer les particules comme un objet mécanique, mais comme un objet chimique, une sorte de « gros anions » interfaces (Caillère et al, 1982), ou d'« échangeurs d'ions ». Les échanges d'ions sont gouvernés par au moins quatre paramètres :

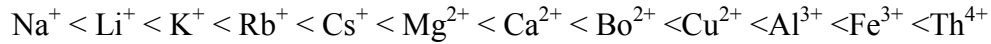
- La nature du cation en « surconcentration » dans la solution externe ;
- La valeur de cette « surconcentration » ;
- La nature et la proportion des cations compensateurs avant échange ;
- La nature minéralogique de l'argile.

L'influence de chacun de ces paramètres ne peut pas être décrite analytiquement, en partie du fait de la grande quantité des configurations possibles. Des expérimentations d'échanges de cations sur des argiles ont néanmoins permis de faire ressortir les tendances qui prévalent dans ces phénomènes :

- Les cations de faible rayon sont moins fortement liés que les cations de fort rayon ;
- Les cations de faible valence sont moins fortement liés que les cations de forte valence ;

- Un cation de faible force peut extraire un cation plus fort si la concentration du premier dans la solution est très importante.

Les forces relatives des cations ont été étudiées expérimentalement. Mitchell (1993) propose la série suivante :



I.4.3 Gonflement par hydratation

Parmi les phénomènes physico-chimiques contribuant au gonflement de certaines argiles en plus du concept osmotique (basé sur la théorie de la double couche), sont les hydratations des surfaces des particules argileuses et des cations mobiles, ce phénomène qui intervient lors de l'imbibition de l'argile par l'eau, celle-ci pénètre dans les espaces interfeuilletés et inter-particulaire, l'eau dans un premier temps se fixe à la surface de l'argile ou à l'intérieur des feuillets de manière quasi cristalline, ceci correspond en général à des énergies relativement élevées du fait de la forte adsorption.

Si le volume d'eau imbibé est important, les cations mobiles de l'espace interfeuilletés d'argile, qui ont une grande affinité pour l'eau, vont s'hydrater à leur tour et se séparer des parois pour former une couche diffuse loin de la paroi.

Cette double hydratation engendre des pressions de répulsion qui conduisent à l'écartement des feuillets et par conséquent au gonflement de l'argile.

I.4.3.1 Hydratation des surfaces

Ce phénomène s'opère lors de la pénétration des premières couches d'eau dans les espaces interfeuilletés et intraparticulaires, il se produit une adsorption des molécules d'eau contre les surfaces d'argiles.

Cette adsorption est assurée par des liaisons hydrogène, des forces de Van Der Waals, et d'attraction électrostatique entre les particules d'argiles et les molécules d'eau.

Van Olphen (1963) a mis en évidence l'existence de force de répulsion dans le milieu liquide séparant les particules dues à l'existence de pressions hydrostatiques élevées.

L'ensemble de ces forces de répulsion induisent un écartement des feuillets, donc une augmentation de volume.

I.4.3.2 Adsorption inter particulaire

Il s'agit de l'adsorption de molécules d'eau sur la surface externe de la particule d'argile. Lors d'une hydratation inter particulaire, les changements de volume qui s'ensuivent sont généralement faibles (Figure I.10).

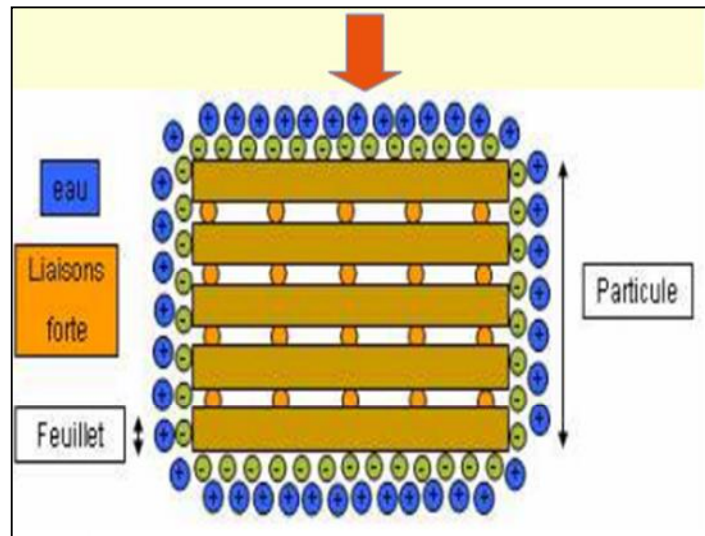


Figure I.10 : Schéma représenté l'Adsorption inter particulaire

I.4.3.3 Adsorption inter foliaire

Pour les argiles dont la structure fait intervenir des cations compensateurs, il se produit au contact de l'eau une hydratation de ces cations. Le cation hydraté acquiert une taille plus importante parce qu'il s'entoure de molécule d'eau. Il en résulte une augmentation de la distance inter foliaire et par voie de conséquence un affaiblissement de la liaison entre les feuillets. Ce qui permet à d'autres molécules d'eau de s'immiscer entre les feuillets d'une même particule, c'est l'adsorption inter foliaire (Figure I.11).

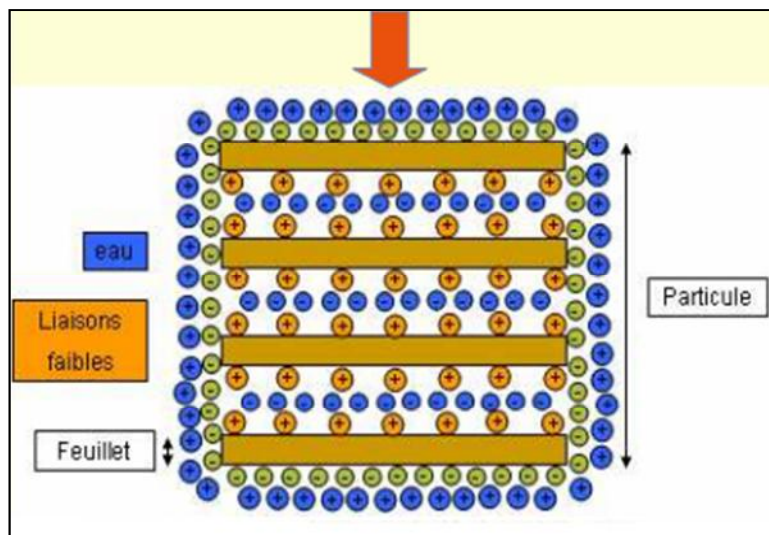


Figure I.11 : Schéma représenté l'Adsorption inter foliaire.

L'hydratation inter foliaire est responsable de gonflement qui peut atteindre 100 pour cent du volume de l'argile sèche.

I.4.3.4 Hydratation des ions

Ce type d'hydratation se produit surtout dans les espaces inter feuillets des argiles lors de l'imprégnation de celles-ci par des molécules d'eau.

La pénétration des molécules d'eau dans ces espaces est généralement favorisée par les faibles liaisons entre feuillets des argiles gonflantes.

Dans le cas par exemple de la montmorillonite, une certaine quantité d'eau se trouve dans les espaces inter feuillets, cette eau contient un type prédominant d'ions, généralement des cations sodiques, calciques, de Potassium ou de Magnésium et, dans la plupart des cas, un mélange de ces cations, d'où les nominations de montmorillonites sodiques ou calciques....etc.

Une partie de ces cations participe à la neutralisation locale des charges négatives à la surface des feuillets et se trouve fixée sur celle-ci. La deuxième partie de ces cations est libre et mobile près de la surface.

Donc, lors de la pénétration des molécules d'eau dans ces espaces, les cations mobiles vont s'hydrater et ceci du fait de la grande affinité que présentent les molécules d'eau à ce type d'ions.

Cette hydratation cationique provoque l'écartement des feuillets par l'augmentation des diamètres des molécules (cation hydraté) et aussi par les énergies engendrées par cette hydratation.

I.5 Sol non saturé

Un sol saturé est un milieu bi-phasique (solide et liquide), alors que dans un sol non saturé, les pores sont partiellement remplis d'eau et d'air ou éventuellement de gaz, de pétrole. Autrement dit, un sol non saturé est un milieu au moins triphasique (phases solide, liquide et gazeuse).

I.5.1 Succion

L'utilisation de la succion pour expliquer le comportement mécanique des sols saturés a été introduite pour la première fois par le « Road Research Laboratory » au Royaume Uni (Croney et Coleman, 1954 cités par Fredlund et Rahardjo, 1993). La notion de la succion a été initialement introduite par les agronomes. Dans le domaine de la mécanique des sols, elle est utilisée de plus en plus pour l'étude des sols non saturés.

La succion est une mesure de l'affinité entre le sol et l'eau. En général, plus le sol est sec, plus la succion est grande. La succion totale du sol peut être vue comme la somme de deux composantes principales : la succion matricielle et la succion osmotique (Aitchison,

1965 cité par Fredlund et Rahardjo, 1993). La succion matricielle exprime la capacité de rétention d'eau des composants du sol. Elle est la somme d'une composante capillaire et d'une composante associée aux forces d'adsorption développées par les particules d'un sol. La succion osmotique est liée aux sels présents dans le sol.

I.5.1.1 Succion capillaire

Lorsqu'un liquide et un gaz sont en contact, l'interface entre les deux phases est le siège d'une tension de surface T_s . En effet, une molécule à l'intérieur du liquide n'est pas soumise aux mêmes forces d'interaction intermoléculaires qu'une molécule se situant à l'interface liquide-gaz. Cette propriété permet d'expliquer le phénomène d'ascension capillaire (figure I.12).

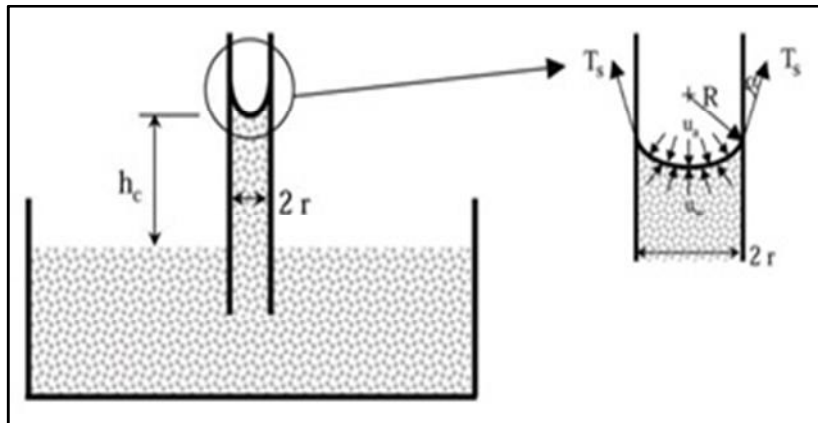


Figure I.12 : Phénomène d'ascension capillaire

La relation de Jurin-Laplace relie la pression capillaire au rayon du tube capillaire (équation 4). Elle montre que plus le tube est petit, plus la pression capillaire est élevée.

$$P_c = u_a - u_w = \frac{2T_s \cos \alpha}{r} \quad (1.5)$$

Avec

P_c : pression capillaire (kPa);

α : angle de mouillage ;

u_a : pression de l'air au-dessus de l'interface (kPa) ;

u_w : pression de l'eau en dessous de l'interface (kPa) ;

r : rayon du tube capillaire (m) ;

La hauteur d'ascension capillaire est donnée par la relation 5.

$$h_c = \frac{2T_s \cos \alpha}{r \gamma_w} \quad (1.6)$$

Avec

h_c : hauteur d'ascension capillaire (m)

γ_w : poids volumique de l'eau (kN.m^{-3})

I.5.1.2 Succion d'adsorption

Les argiles sont des particules globalement chargées négativement, et qui de ce fait, ont tendance à adsorber de l'eau à leur surface. Les forces en jeu sont de type hydrogène, liées à l'hydratation des cations du sol, ou de type Van der Waals. Ce phénomène est à l'origine de la succion d'adsorption.

I.5.1.3 Succion osmotique

La composante osmotique de la succion est due à la présence d'ions en solution. La tendance des ions à s'hydrater et l'existence de différences de concentration entre plusieurs points du sol sont à l'origine de cette composante. Dans le cas où la concentration en sels de la solution de sol est faible, elle peut être négligée. La succion osmotique dépend aussi de l'état de saturation du sol : plus le degré de saturation augmente, plus la succion osmotique décroît (Edil et Motan, 1984 ; Houston et al, 1994).

$$\psi' = -\gamma_w \frac{R.T}{M.g} \ln\left(\frac{P}{P_0}\right) \quad (1.7)$$

Avec :

ψ' : succion totale (kPa) ;

R : constante des gaz parfaits ($8,31432 \text{ J.mol}^{-1}.\text{K}^{-1}$) ;

T : température absolue (K) ;

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

g : accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ ms}^{-2}$) ;

P : pression partielle de vapeur (kPa) ;

P_0 : pression de vapeur saturante à la température T (kPa).

I.5.2 Mécanisme de succion

On peut expliquer mécaniquement le phénomène de succion par :

I.5.2.1 En terme énergétique

La succion totale est définie comme l'énergie libre présente dans l'eau du sol par rapport à un plan d'eau libre situé à l'extérieur de même côté ; cette énergie est la source du travail qui est effectué quand l'eau libre devient en contact avec le sol.

A l'équilibre l'énergie libre est dissipée par le travail nécessaire pour attirer l'eau dans le sol.

I.5.2.2 En terme mécanique

La succion est la force responsable de la rétention d'eau dans le sol et mesure la force d'attraction exercée par le sol sur l'eau. Plusieurs hauteurs n'avancent que les mesures directes de la section (Psychomètre, papier filtre) permet de relier le gonflement à la pression interstitielle négative existant dans l'échantillon de sol étudié.

Kassif et Benshalom ont montré que la pression de gonflement développée par un sol est fonction de la succion de sol, selon la relation:

$$\tau = \alpha P \quad (1.8)$$

$\alpha > 1$: pour un sol non saturé

$\alpha = 1$: pour un sol voisin à la saturation

D'après Komornik, Livneh et Smucha (1980), la pression de gonflement d'un sol saturé est égale à sa succion, par contre la pression de gonflement d'un sol non saturé est inférieure à sa succion.

La littérature montre que la pression de gonflement croît d'autant plus que la succion décroît (Figure I.13)

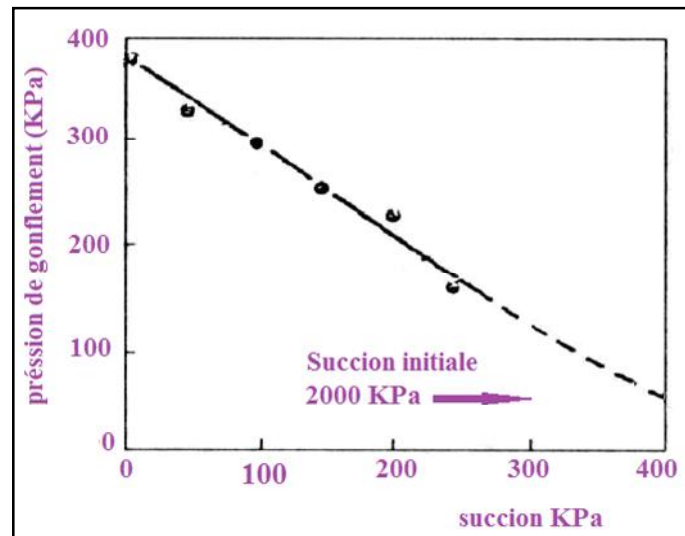


Figure I.13 : Variation de la pression de gonflement en fonction de la succion

I.6 Gonflement au sens mécanique

Le phénomène de gonflement, de même que le tassement, peut provenir d'une modification de l'état de contraintes dans le sol en présence d'eau.

La théorie de Terzaghi (1931) définit le gonflement comme un chargement mécanique.

Considérons un élément de sol saturé à l'équilibre. Si une contrainte extérieure σ_e est appliquée à cet élément du sol, l'eau étant moins compressible que le squelette solide, la contrainte σ_e est immédiatement reprise par la phase liquide et au temps initial $t = 0$, on a :

$$u = \sigma_e, \sigma' = 0 \quad (1.9)$$

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

$$u = 0, \sigma' = \sigma e \quad (I.10)$$

Si la contrainte σ_e est alors supprimée, le même phénomène se traduit en sens inverse, et immédiatement:

$$u = -\sigma e, \sigma' = \sigma e \quad (I.11)$$

La pression interstitielle devient négative (dans le domaine de succion) et opposée à la variation de la contrainte totale. Dans des conditions des libres circulations de l'eau, un phénomène de gonflement va alors se développer, exprimant l'absorption de l'eau et le transfert de contrainte négative de l'eau sur le squelette solide jusqu'à l'état final:

$$u = 0, \sigma' = 0 \quad (I.12)$$

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

I.7 Cinétique du gonflement

Le gonflement des sols argileux est un phénomène très lent, en raison de faible perméabilité des argiles. Il est donc fondamental de commencer l'étude du gonflement par l'étude de cinétique, c'est-à-dire la relation existant entre la déformation du gonflement et le temps. La représentation graphique du gonflement unidimensionnel en fonction de logarithme du temps a usuellement l'allure de la (Figure I.14).

La courbe obtenue, soit lors d'un essai de gonflement libre, soit lors d'un palier de déchargement, montre que la déformation peut se décomposer en un gonflement primaire et un gonflement secondaire à l'image de la consolidation hydrodynamique des sols, mais dans une direction opposée. Des très nombreux travaux expérimentaux font apparaître ce type de cinétique (Seed et al. 1962; Parcher et Liu, 1965; Komornik et Zeitlen, 1970; etc.).

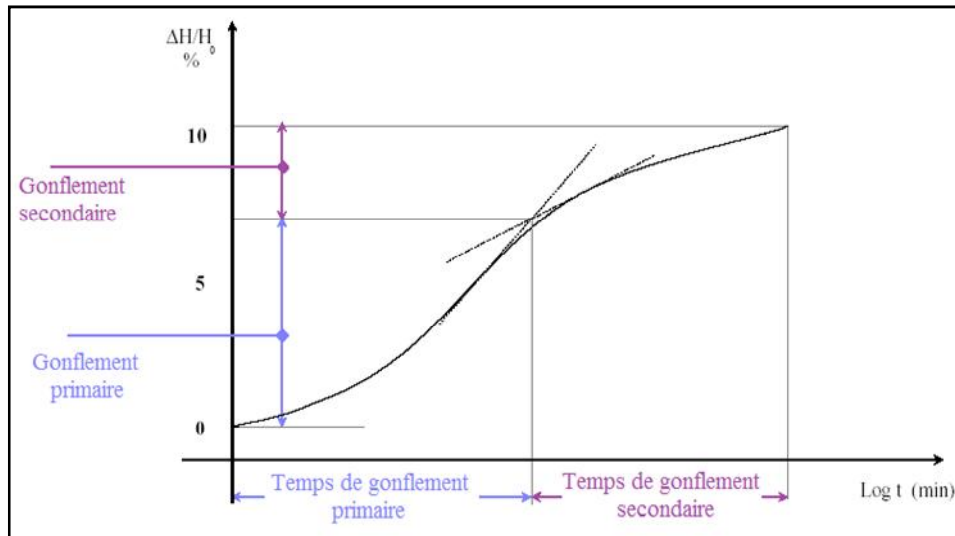


Figure I.14: Courbe type de cinétique de gonflement en fonction du temps.

La première phase de gonflement, liée à la migration de l'eau dans l'éprouvette à partir de ses extrémités, relève d'un processus de diffusion. Elle est plus au moins lente suivant la nature et l'état du matériau, et selon le chargement, et dure quelques heures, voire quelques jours dans le cas d'un éprouvette de 25mm de hauteur avec imbibition par les deux faces.

La phase de gonflement secondaire est plus problématique, car la direction de la déformation de gonflement est opposée à celle du chargement, contrairement au fluage qui produit des déformations de compression sous des charges de compression. La cinétique de gonflement secondaire est très lente et dépend du niveau de chargement et, pour de faibles charges, il est souvent impossible d'atteindre un équilibre dans des conditions raisonnables de réalisations des essais de laboratoire. Ces faibles vitesses de déformation sont en accord avec les observations faites dans les massifs de sol ou de roche, autour des tunnels notamment, où le processus de gonflement peut se dérouler pendant plusieurs années, voire plusieurs décennies (Steiner, 1993).

I.8 Texture et microstructure des sols gonflants non saturés

I.8.1 Texture des sols gonflants non saturés

Après avoir présenté les modèles théoriques pour expliquer le gonflement des minéraux argileux, on s'est intéressé au développement du phénomène de gonflement au niveau microscopique. Le gonflement, dont on constate les effets macroscopiques, se développe en fait à échelle microscopique, et consiste en une réorganisation du squelette solide et du réseau poreux constituant la texture du sol. Pour analyser le développement microscopique du gonflement, on s'est attaché à définir la notion de texture d'un sol et à décrire l'évolution de sa texture au cours de gonflement. En géologie, la texture désigne la forme, la dimension et la

disposition d'un certain nombre de minéraux naturellement groupés en une population au sein du matériau (Le Roux, 1976).

L'étude systématique de matériaux argileux au M.E.B. a permis de cerner l'organisation des particules d'argile et de dégager certaines textures.

Van Olphen (1963) a proposé une classification basée sur l'association des particules argileuses entre elles, à partir des critères: dispersé, agrégé (face contre face en agrégats), floculé (association d'agrégats ou de particules bord- bord ou bord-face), défloculé (aucune association entre les particules ou entre les agrégats). Cette classification (Figure I.15) ne repose pas sur une observation directe, mais sur les possibilités d'assemblage géométrique.

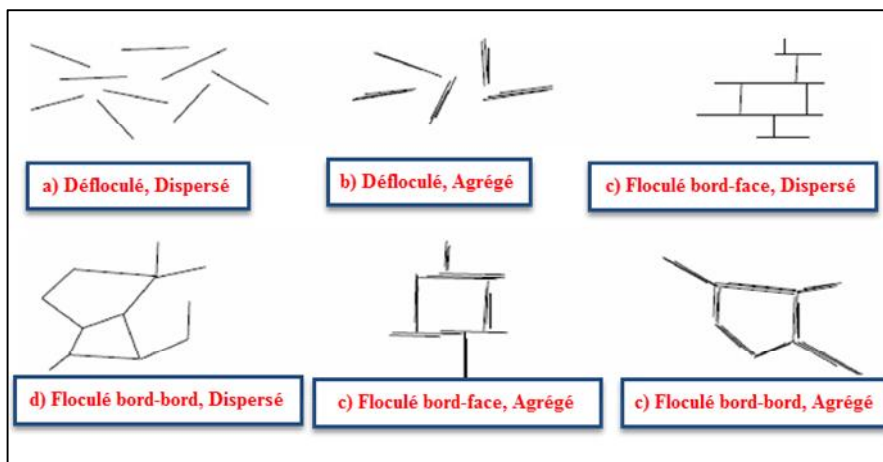


Figure I.15 : Arrangement des particules d'argile (Van Olphen, 1963)

Le Roux (1976) distingue trois classes principales de textures, à partir d'observations sur les marnes;

- la texture homogène où tous les minéraux sont intimement mélangés et aucune direction n'est privilégiée,
- la texture orientée où une direction privilégiée apparaît dans l'arrangement des grains,
- la texture floconneuse ou en micro agrégats où la phase argileuse se présente sous forme grossièrement sphérique, soit seule, soit associée aux carbonates.

I.8.1.2 Evolution de la texture au cours du gonflement

La variation de la texture des silts au cours du gonflement peut être étudiée à l'aide de deux techniques ; la microscopie par le microscope électronique à balayage (M.E.B.) et la porosimétrie par injection de mercure (M.I.P).

Le microscope électronique à balayage permet de visualiser la texture des sols, donc d'obtenir des informations générales (arrangement des particules, estimation de rayon de pores, de tailles de particules, détermination de certains minéraux...).

La prosimètre par injection de mercure permet de quantifier le réseau poreux par la mesure des rayons de pores. L'étude du réseau poreux est fondamentale puisque c'est la dilatation volumique qui cause le gonflement macroscopique.

Grâce à ces deux techniques, Vayssade(1978) et Parcevaux(1980) ont obtenu des résultats très significatifs sur plusieurs argiles composées essentiellement de kaolinite et, en moindre importance, d'un inter stratifié illite-smectite : argile verte de Villejuif, argile plastique de fausses Glaises en France.

Leurs observations au MEB ont montré que les sols étudiés ont, à l'état naturel, une texture assez compacte, constituée plus ou moins nettement d'agrégats argileux individualisés et tassés les uns contre les autres. Au gonflement, cette texture évolue en une configuration en agrégats séparés par des pores de géométrie plutôt bidimensionnelle. La taille des agrégats diminue et l'épaisseur des pores augmente au cours du gonflement (Figure I.16) illustre cette évolution.

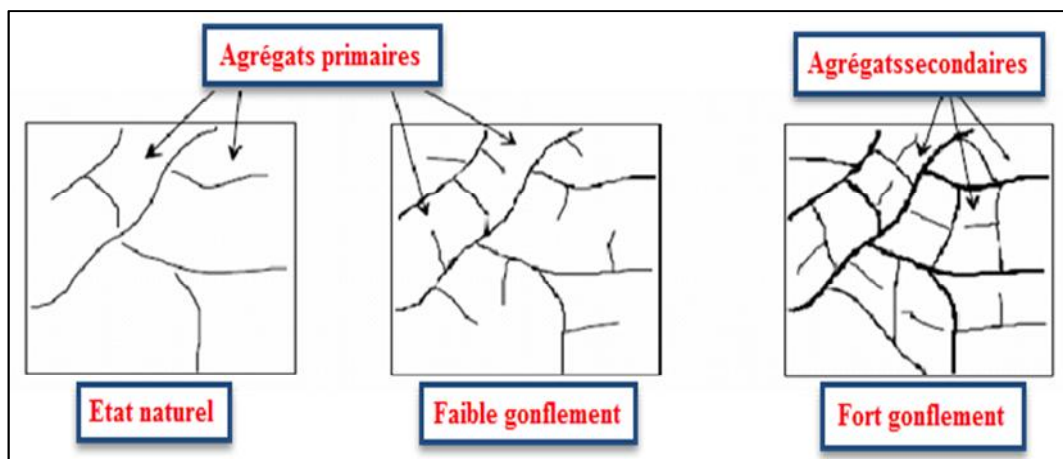


Figure I.16 : Evolution de texture des sols au cours du gonflement

Par injection de mercure (MIP), deux classes de pores ont été mises en évidence pour l'essentiel des sols étudiés :

- une classe de pores intra agrégats (rayon de pores inférieur à 50 μ m) ;
- une classe de pores inter agrégats (rayon de pores supérieur à 50 μ m).

Il apparaît que la classe de pores intra agrégats ne varie pas au cours du gonflement. L'augmentation de la porosité est due uniquement à l'augmentation de la porosité inter agrégats ; elle correspond à une croissance des rayons de pores au cours du gonflement. Cette étude montre que le gonflement des sols argileux saturés ne contenant pas de grande quantité de minéraux dites "gonflants" (smectites) est un phénomène qui se produit au niveau

des zones de faible résistance, analogue à des fissures (pores bidimensionnels) individualisant un réseau tridimensionnel d'agrégats.

Troalen et al. (1984) ont aussi utilisé le microscope électrique à balayage pour analyser les mécanismes du gonflement des sols argileux.

Une étude sur des matériaux argileux gonflants de la région du Caire (argilites massives et argilites litées), de la fraction argileuse essentiellement composée de montmorillonite, a montré que les résultats obtenus sur des essais de gonflement ne pouvaient s'expliquer uniquement à partir des analyses chimiques, minéralogiques et physiques.

En effet, un échantillon d'argilite massive a révélé une micro texture finale serrée dans une direction et plus lâche dans une autre, ce qui caractérise le comportement anisotrope observé alors que les autres échantillons ont fait apparaître un réarrangement des agrégats argileux (diminution de taille), avec fermeture plus ou moins marquée des discontinuités, chimiques, minéralogiques et les courbes de gonflement sont voisines, les micro textures initiales sont relativement serrées et denses (figure); le gonflement se traduit par des ouvertures entre feuillets argileux composant les agrégats.

I.8.2 Microstructure des sols gonflants non saturés

Les sols fins sont des matériaux dans lesquels les particules de nature argileuse occupent une place prédominante. Au niveau de l'analyse de granulométrie, lorsque les particules argileuses ($< 2 \mu\text{m}$) sont supérieures à 3%, et les particules grossières ($> 2 \text{ mm}$) sont inférieures à 10 %, on classe le matériau est classé comme un sol fin (Collins et McGown, 1974).

Les sols à grains fins regroupent évidemment tous les sols dont les particules sont invisibles à l'œil nu. Suivant la classification des sols par granulométrie. Le vocable sols fins désigne en général les argiles, les silts et les limons.

Dans les sols fins, les forces de surface sont très importantes. Les forces d'attraction et de répulsion jouent donc un rôle prépondérant dans la mise en place des plaquettes. Ce sont des phénomènes extrêmement complexes. Les particules élémentaires (des plaquettes) peuvent être arrangées dans une gamme de configurations géométriques extrêmement étendue, et même chaotique. Dans certaines circonstances de sédimentation, les plaquettes d'argile peuvent se combiner et former des agrégats. Ces agrégats se comportent comme des unités individuelles. En conséquence, des groupes de plaquettes d'argiles combinées sous des formes diverses sont courants. Des assemblages à plusieurs niveaux existent dans certains sols fins non homogènes.

Selon Collins et McGown, (1974) la microstructure d'un sol fin résulte essentiellement des conditions suivantes :

- Mode de dépôt et caractéristiques électrochimiques de l'électrolyte au moment de dépôt du sol (concentration, etc.);
- Dimension, forme des particules ;
- Minéralogie des sols ;
- Caractéristiques et charge électrique (valence) des ions échangeables ;
- Acidité ;
- Quantité de matière organique ;
- Vitesse de dépôt ;
- État d'agitation de l'eau ;
- Histoire des sollicitations : séchages, mouillages, charges mécaniques, etc. Beaucoup de chercheurs ont proposé des modèles pour décrire les modes d'arrangement des particules. Sur base d'observations réalisées au microscope électronique à balayage sur des sols naturels, Collins et McGown, (1974) et Collins (1984) suggèrent qu'on décrive la microstructure d'un sol à l'aide de trois types d'unités de base :
- l'arrangement des particules élémentaires (plaquettes);
- l'assemblage des particules (agrégats);
- les espaces vides.

Il semble que ce classement convienne très bien pour les sols fins non saturés. L'arrangement des particules dépend des interactions entre les particules élémentaires individuelles, par exemple de l'interaction entre les plaquettes individuelles (Figure I.17 a) ou entre de petits groupes des plaquettes (Figure I.17 b). Lorsque les particules de silt ou de sable sont présentes dans le sol fin, de multiples possibilités de contacts entre les particules solides existent. Il a été constaté que, dans une argile limoneuse (silteuse), les particules de silt ou de sable sont souvent recouvertes par des plaquettes d'argile ou d'autres matières (clothed silt or sand particles) (Figure I.17 c).

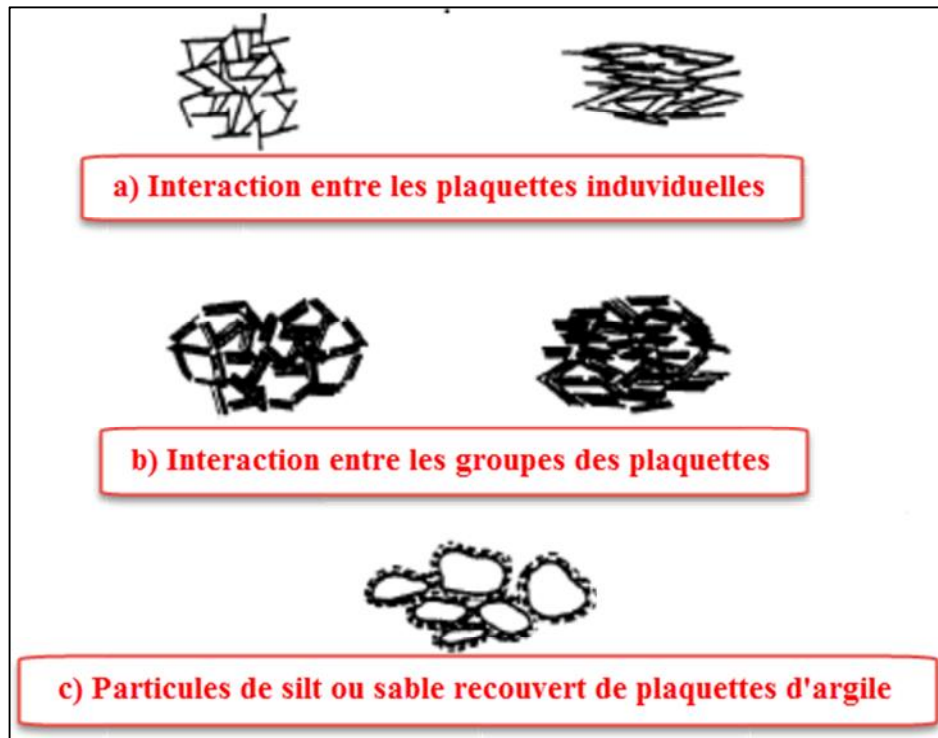


Figure I.17 : Configurations d'arrangements de particules élémentaires (Collins et Mcgown, 1974).

De nombreux modèles ont été employés pour décrire l'arrangement des particules élémentaires. Les plus représentatifs sont schématisés à la (Figure I.20) (Collins et Mcgown, 1974).

De nombreuses plaquettes se groupent souvent et forment de grandes particules ayant une frontière physique plus ou moins claire, appelés des agrégats. Leur forme dépend essentiellement de la concentration en électrolyte. On observe par exemple des ponts (ou des chaînes), des agrégations, des faisceaux entrelacés, des matrices, etc. Certains sont présentés schématiquement à la (Figure I.18) (Collins et Mcgown, 1974).

Les ponts (ou des chaînes) sont des assemblages de particules formés entre des grains de silt et de sable. Ils relient les grains de silt ou de sable. Les agrégations sont des agrégats qui se comportent comme des unités individuelles. Les matrices sont essentiellement de deux sortes : matrice argileuse et matrice des particules granulaires.

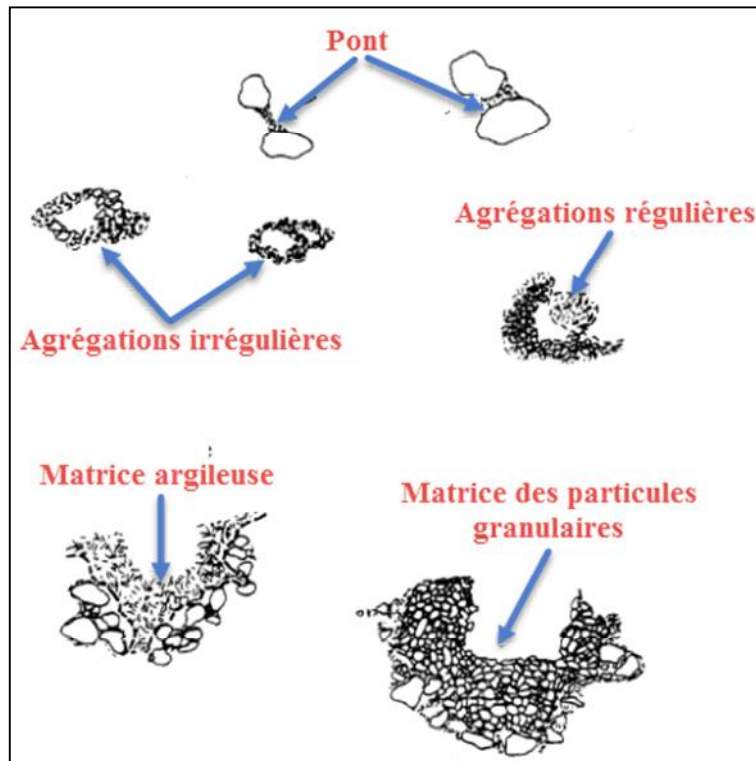


Figure I.18: Représentations schématiques des assemblages des particules (Collins, 1974).

Les espaces vides existent dans les sols fins sous diverses formes. En général, ils sont classés en trois types :

- les pores inter-élémentaires ;
- les pores inter-agrégats ;
- les pores intra-agrégats.

La (Figure I.19) montre les types les plus fréquents de microstructures de sols fins, sur base de ces trois "unités" de base (Alonso et al, 1990). Sur cette figure, le type (a) est souvent largement présent dans des sols gonflants, tandis que les types (b et c) apparaissent régulièrement dans des sols manifestant des comportements d'effondrement lors du mouillage sous certaines charges.



Figure I.19 : Différents types de microstructures de sols fins (Alonso et al. 1990)

Le phénomène d'expansion est compensé par la fermeture partielle ou totale des discontinuités initiales, c'est-à-dire des espaces inter agrégats (Figure I.20). Finalement, ces observations confirment bien que, pour les smectites, le gonflement inter foliaire a une ampleur importante.

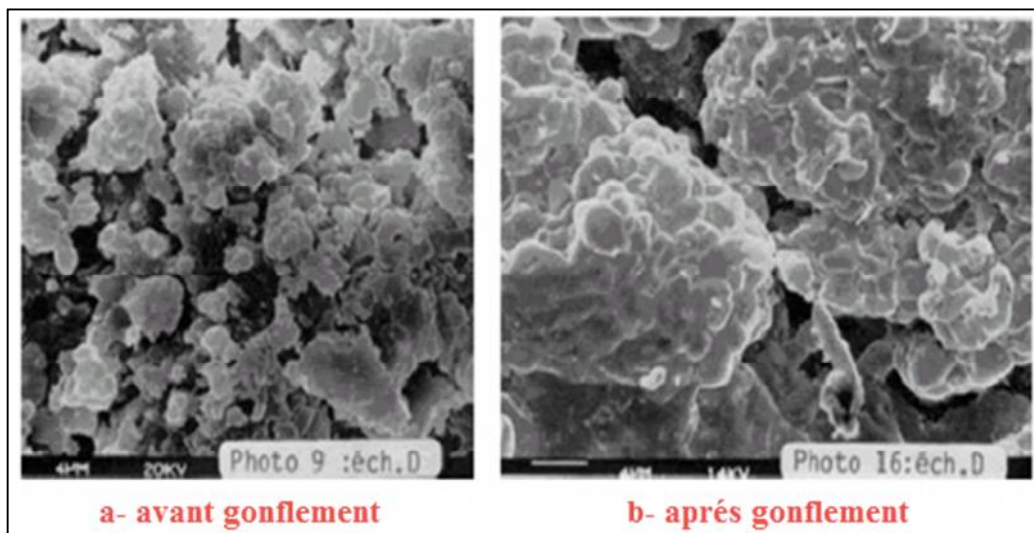


Figure I.20: Observation au MEB d'une texture argileuse (Troalen et al, 1984)

- Les exemples précédents montrent que les techniques d'analyse, M.E.B et porosimétrie au mercure (M.I.P), permettent de donner une explication des mécanismes du gonflement de divers matériaux argileux.

- Le rôle essentiel joué par les micros textures lors du gonflement est bien mis en évidence et il est possible d'obtenir une meilleure interprétation des différents résultats obtenus lors d'essais de gonflement. L'évolution de texture est d'autant plus nette et significative que le matériau est plus fin et plus riche en minéraux argileux.

I.9 Effet du compactage sur la structure du sol compacté

I.9.1 Effet de compactage sur la microstructure du sol

Lambe (1958) a montré que la structure argileuse compactée change avec la modification de la teneur en eau de compactage. Un système de particules parallèles appelé système dispersé est généré ce qui a tendance à diminuer la perméabilité du sol en réduisant les vides entre les particules quand on compacte à droite de l'optimum Proctor. Par contre, quand on compacte à gauche de l'optimum, les particules argileuses présentent une structure floculée caractérisée par une dispersion bout à bout ou face à bout (Figure I.21).

Barden et Sides (1970) ont montré que le compactage à une teneur en eau basse donne des agrégats durs et peu déformables. Ceci donne une densité sèche basse et des macropores (structure ouverte), le comportement d'une telle structure est isotrope.

En augmentant la teneur en eau, les agrégats deviennent de moins en moins en moins durs, ce qui fait disparaître les macropores et par conséquent augmenter la densité (structure ouverte et moitié orientée). Quand la teneur en eau est très élevée, la densité diminue car l'eau ne remplace pas facilement l'air piégé dans les pores et les particules argileuses s'orientent (structure orientée), le comportement dans ce cas est anisotrope.

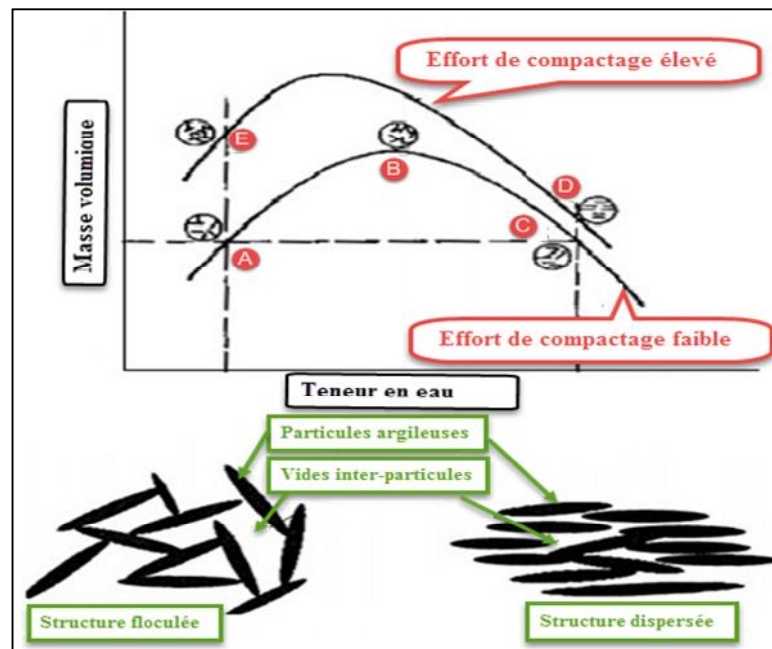


Figure I.21 : Effet de compactage sur la structure du sol (Lambe, 1958).

I.9.2 Effet du compactage sur la répartition des pores

Plusieurs études sur la répartition des pores pour les compactés ont été effectuées, (Sridharan et al. 1971 ; Badger et Lohones. 1973 ; Juang et Holtz 1986). Le compactage à gauche de l'optimum tend à donner une distribution bimodale des vides : un grand mode pour les pores inter-agrégats et un petit pour les pores intra-agrégats. Le même effet est remarqué en augmentant l'énergie de compactage, mais par contre la distribution des petits pores ne change pas avec l'effort de compactage.

L'augmentation de la teneur en eau de compactage réduit le volume occupé par les grands pores qui se distribuent en plus petits pores qui ne sont pas affectés par la teneur en eau de compactage, comme le montre la (Figure I.22) (Prapaharan et al. 1985).

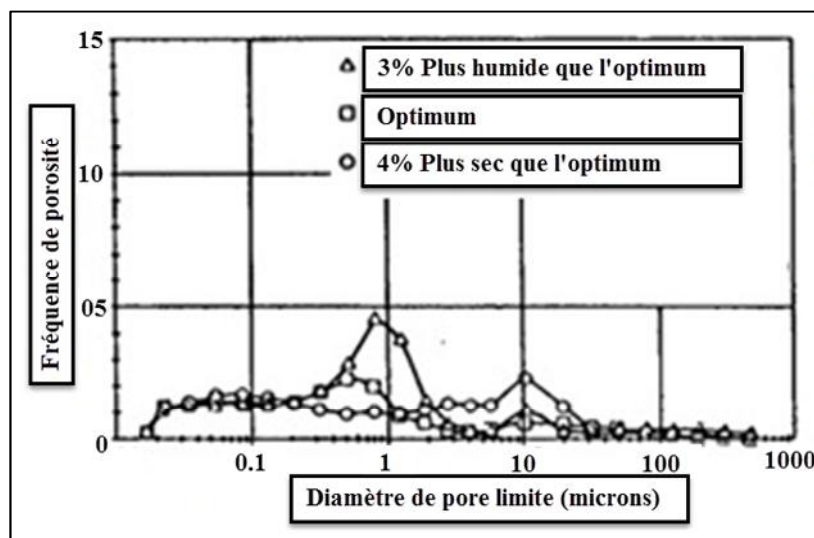


Figure I.22 : Effet de la teneur en eau de compactage sur la répartition des pores

I.10 Estimation indirecte des paramètres de gonflement

Dans la phase de reconnaissance primaire et une fois le sol expansif soupçonné, il est possible d'obtenir une estimation des paramètres de gonflement l'amplitude est défini comme étant la variation relative du volume d'un échantillon de sol en passant d'un état sec à un état inondé, et la pression est pression nécessaire pour ramener un échantillon de sol, soumis à humidification et ayant complètement gonflé, à son volume avant gonflement. à partir de nombreuses corrélations proposées dans la littérature. Ces relations empiriques mettent en relation les paramètres de gonflement avec paramètres géotechniques déterminés à partir des essais classiques d'identification tels que les limites d'Atterberg, l'indice de plasticité, la fraction d'argile, l'activité, la densité sèche et la teneur en eau initiale. Bien sûr, il faut se garder d'une utilisation abusive de ces relations, les valeurs obtenues ne doivent servir que

lors des études d'avant-projet sommaires notamment pour orienter les concepteurs. Les résultats généraux de ces applications sont résumés dans le tableau I.5

Tableau I.5 : Modèles empirique de calcul du taux de gonflement et de la pression de gonflement

Références	Expressions mathématiques
Seed et al. (1962)	$G \% = 0.00216 I_p^{2.44}$ $G \% = 0.0036 I_p^{2.44}$ $G \% = 3.6 \times 10^{-5} A^{2.44} c^{3.44}$ I_p = indice de plasticité c = pourcentage des argiles A = activité = (I_p / c)
Van der Merve (1964)	$\Delta H = F e^{-0.377D} (e^{-0.377H} - 1)$ H = Changement de volume ΔH = Déformation F = Facteur de degré de gonflement D = Profondeur
Ranganatham & Satyanarayana (1965)	$G \% = 0.000413 I_r^{2.67}$ I_r = indice de retrait, $(w_l - w_r)$ w_l = limite de liquidité w_r = limite de retrait
Komornik and David (1969)	$\text{Log } p_g = -2.132 + 0.0208 w_l + 0.000665 \gamma_d - 0.0269 w_i$
Nayak & Christensen (1971)	$G\% = 0.00229 I_p^{2.67} (1.45 c) / w_i + 6.38$ $P_g = [(3.58 \cdot 10^{-2}) I_p^{1.12} c^2 / w_i^2] + 3.79$ w_i = teneur en eau initial I_p = indice de plasticité c = pourcentage des argiles

Vijayvergiya & Ghazzaly (1973)	$G \% = (0.44 w_l - w_i + 5.5) / 12$ $\text{Log } (G \%) = 0.0526 \gamma_d + 0.033 w_l - 6.8$ γ_d = Densité sèche w_i = initial water content
Schneider & Poor (1974)	$\text{Log } (G \%) = 0.9 (I_p / w_i) - 1.19$ w_i = initial water content I_p = indice des vides
McCormack & Wilding (1975)	$G\% = 7.5 - 0.8w_i + 0.203c$ w_i = initial water content c = pourcentage des argiles
Brackley (1975)	$G \% = (5.3 - (147e / I_p) - \text{Log } P) \times (0.525I_p + 4.1 - 0.85w_i)$ P = surcharge I_p = indice des vides
O'Neil & Ghazzally (1977)	$G \% = 2.77 + 0.131w_l - 0.27w_n$ w_n = Teneur en eau naturel
Chen (1975)	$G\% = 0.2558 e^{0.00838 I_p}$
Johnson (1978)	$G\% = 23.82 + 0.7346I_p - 0.1458H - 1.7w_0 + (0.0025I_p)w_0 - (0.00884I_p)$ pour $I_p > 40$ $G \% = -9.18 + 1.5546I_p + 0.08424H + 0.1w_0 - (0.0432I_p)w_0 - (0.01215I_p)$ pour $I_p < 40$ w_0 = Teneur en eau initial I_p = indice des vides H = Profondeur
Weston (1980)	$G (\%) = 0.00411 w_i \sigma_v^{-3.86} w_i^{-2.33}$ w_i = Teneur en eau initial w_l = limite de liquidité
Bandyopadhyay (1981)	$G\% = 0.00114 A^{2.559} c^{3.44}$
Picornell & Lytton (1984)	$\Delta H = \sum [f_i (\Delta v / v)_i] H$ H = Profondeur $(\Delta v / v)_i$ = Déformation volumique
Basma (1993)	$G\% = 0.00064 I_p^{1.37} c^{1.37}$ C : Pourcentage d'argile

Çokça (2002)	$G\% = -121.807 + 12.1696VBS + 27.6579 \log \psi_i$ VBS = Valeur de bleu de méthylène
Erguler & Ulusay (2003)	$pg = -227.27 + 2.14w_i + 1.54w_l + 72.49\gamma_d$ γ_d = Densité sèche
Rao et al. (2004)	$G\% = 4.24\gamma_d - 0.47w_i - 0.14q_i - 0.06FSI - 55$ q_i = surcharge initial FSI = Indice de gonflement libre
Erzin & Erol (2004)	$\log pg = -4.812 + 0.01405I_p + 2.394\gamma_d - 0.0163w_i$
Sabtani (2005)	$\log pg = -5.020 + 0.01383I_p + 2.356\gamma_d$ $G\% = 1.0 + 0.06(c + I_p - w_i)$ $pg = 135.0 + 2.0(c + I_p - w_i)$
Azam (2007)	$G\% = 0.6 I_p^{1.188}$ $G\% = 2.0981e^{-1.7169 IL}$ IL = Indice de liquidité = $[(w_l - w) / I_p]$
Türköz and Tosun (2011)	$G\% = -57.865 + 37.076 \gamma_d + 0.524VBS + \varepsilon$
Çimen et al. (2012)	$(G\%)_1 = (0.3139\gamma_d^{0.3552} - 0.1177 w_i^{0.4470}) I_p^{0.9626}$ $(\log pg)_1 = 0.0276I_p - 365.2118\gamma_d^{-2.4616} - 0.0320w_i + 2.2292$ $(G\%)_2 = (0.4768\gamma_d^{0.3888} - 0.0033 w_i^{1.6045}) I_p^{0.7224}$ $(\log pg)_2 = 0.0239I_p - 1285.3723\gamma_d^{-3.2768} - 0.0396w_i + 2.3238$ $(G\%) = (GP1, GP2)$ $\log pg = [(\log pg)_1, (\log pg)_2]$
Zumrawi (2013)	$G\% = 24.5 (q^{-0.26}) (I_p c)^{1.26} [F_i - 7.1 (q^{0.22}) (I_p c)^{1.26}]$ q = surcharge

I.11 Méthodes de mesure directe des paramètres de gonflement

Les essais de gonflement mesurent la déformation d'une éprouvette de sol lorsqu'elle s'imbibe en contact avec de l'eau. L'éprouvette est placée dans un cylindre métallique qui n'autorise que des déformations axiales. La déformation axiale est mesurée en continu. La masse de l'éprouvette est mesurée en début et en fin d'essai et après passage à l'étuve. Différent types d'essais de gonflement existent (Serratrice et Soyez, 1996), notamment :

- L'essai de gonflement libre
- L'essai de gonflement à volume constant
- L'essai de gonflement en parallèle
- L'essai de gonflement d'Huder-Amberg

Ces essais fournissent une estimation de la déformation de gonflement Δe en fonction de la charge appliquée au sol. Dans certains calculs, on s'intéresse à la pression maximale que le gonflement du sol peut exercer sur la construction. Cette pression de gonflement σ_g dépend de l'état initial du sol et correspond à une déformation nulle.

Au fur à mesure de la déformation de gonflement, la pression de contact tend vers zéro (quand la paroi de l'ouvrage peut se déplacer suffisamment). Il faut donc choisir un type d'essai de gonflement qui correspond à la déformabilité de la structure dans la situation étudiée. Selon leur nature minéralogique, les sols argileux ont des comportements différents : certains ont une faible pression de gonflement mais une forte amplitude de gonflement. D'autres ont des pressions de gonflement élevées mais des amplitudes de gonflement faibles (Magnan et al 2013).

I.12 Conclusion

En général, les structures constituant les argiles sont les structures tétraédriques et octaédriques, l'ordre d'empilement de ses structures et les liaisons intra-atomique nous donne les différents types de minéraux argileux le plus part du temps le comportement de la plus part des dépôts d'argiles est gouverné par le comportement de trois grands groupes de minéraux argileux (kaolinite, montmorillonite, illite).

L'analyse microscopique du gonflement a permis de mettre en évidence plusieurs formes de gonflement. La saturation du matériau induit une interaction notable entre la particule argileuse (feuillet pour les smectites), et les cations de l'eau interstitielle.

L'analyse minéralogique et chimique ne permettaient pas d'interpréter toutes les

manifestations macroscopiques du gonflement car la disposition des différentes particules, c'est-à-dire la texture, avait une influence importante sur la forme du gonflement. Les observations au microscope électronique à balayage permettant d'analyser l'évolution de la texture au cours du gonflement a savoir, pour la kaolinite, le gonflement est uniquement de type inter-agrégats, au niveau des pores interstitiels par contre pour les smectites, le gonflement est de type intra-agrégats, c'est-à-dire entre les feuillets.

Le modèle de la double couche est un modèle de base, il explique les phénomènes à l'échelle microscopique. L'application de ce modèle semble être favorable pour les sols argileux dans le cas où l'on maîtrise bien les caractéristiques des minéraux argileux. Ce modèle nous montre également que la pression de gonflement dépend de la porosité, au contraire de ceux basés sur la pression osmotique.

Néanmoins, dans le cas d'une roche argileuse ou la texture et la structure ne sont pas homogènes, ce modèle est inapplicable.

Les méthodes de mesure des paramètres de gonflement des sols argileux sont généralement des procédures longues. Des auteurs ont essayé de proposer des modèles permettant d'obtenir rapidement soit l'amplitude ou la pression de gonflement. Ces dernières sont des valeurs approchées mais ils ne servent que pour donner une idée sur le taux de gonflement et la pression de gonflement.

CHAPITRE II :
L'EFFET DE
GONFLEMENT SUR
LA STABILITE LES
OUVRAGES

Chapitre II :

Effet de gonflement sur la stabilité des ouvrages

II.1 Introduction

Les sols expansifs sont largement répartis dans les régions arides et semi-arides, y compris dans certaines régions tempérées du monde. Au cours des soixante dernières années, plusieurs pays dont l'Afrique du Sud, Australie, Argentine, Birmanie, Chine, Cuba, Éthiopie, France, Ghana, Grande-Bretagne, Inde, Iran, Palestine, Kenya, Mexique, Maroc, Espagne, Turquie et Royaume-Uni Les États-Unis et le Venezuela ont signalé des problèmes de sol importants lors de diverses conférences de recherche (Figure II.1) .

Les dommages aux infrastructures construites avec ou à l'intérieur de sols étendus ont été principalement attribués à leurs changements significatifs associés à leur comportement de changement de volume. En 1980, Krohn et Slosson ont estimé que 7 milliards de dollars sont dépensés chaque année aux États-Unis en raison des dommages causés à différentes structures construites sur des sols étendus.

Les sols expansifs gonflent lors du mouillage et rétrécissent lors du séchage en raison des changements saisonniers (Chen1975 ; Ng et al. 2003 ; Al-Homoud et al. 1995 ; Groenevelt et Grant 2004 ; Nwaiwu et Nuhu 2006 ; Erzin et Erol 2007 ; Zhan et al. 2007). Le changement de volume des sols expansifs en fonction des variations de la teneur en eau (ou de la succion) est principalement dû à l'influence de minéraux hydrophiles tels que la montmorillonite ou l'illite.

Une fois que le potentiel de gonflement des sols expansifs est restreint par les sols environnants ou empêché par la pression des morts-terrains ou d'autres charges, une contre-force qui est communément appelée pression de gonflement serait générée. La pression de gonflement sera imposée aux infrastructures telles que la dalle de fondation, les chaussées et les murs extérieurs des sous-sols, des tunnels et des conduites, et entraînera par conséquent d'importants dégâts (Fredlund et al. 1995). De plus, les propriétés de rétrécissement du gonflement contribuent également à l'instabilité des pentes de sol expansives (Ng et al. 2003 ; Qi et Vanapalli 2015). Estimation fiable de la pression de gonflement ainsi que du sol Il est important que les ingénieurs en exercice réduisent les sols en expansion pour éviter, réduire ou atténuer les dommages.

Pour les pays du Maghreb, on remarque que l'existence des sols gonflants est signalée uniquement en Algérie et au Maroc, tandis que des cas pathologiques ont été

enregistrés même en Tunisie (Berthelot, 2002, Trabelssi et al, 2002 et Khemakhem et al, 2002) cité par Aissa Mamoune, 2002.

En particulier, il est à noter que les sols gonflants ne sont enregistrés qu'au centre de notre pays, alors qu'on a pu recenser l'existence de ces sols au Sud-Est du pays (Ain- Aménas) d'après les études de Derriche et al ,1998 et à l'Ouest d'après Hachichi et al, 1999 et Bekkouche et al, 2001 et à l'est de l'algérie d'après Khemissa et al 2007 la région de M'sila.



Figure II.1 : Répartition des sols gonflants dans le monde.

II.2 Dommages et pathologie des ouvrages fondés sur sols gonflants

II.2.1 Cas des bâtiments

Les maisons courantes reposent le plus souvent sur des fondations superficielles, qui transmettent au sol les charges des murs porteurs. Si le sol est une argile gonflante sous l'ensemble de la construction, l'arrivée d'eau provoquant le gonflement ne peut être simultanée sous toutes les fondations. Il se produira donc un soulèvement différentiel des fondations, capable de fissurer les murs et de disloquer la structure de la maison. Les fondations externes et internes (figure II.2) seront soumises à des sollicitations différentes selon que l'eau provient de fuites à l'intérieur de la maison ou de précipitations qui font gonfler le sol à partir de la surface extérieure du terrain. Selon les cas, le gonflement peut attaquer simultanément le côté de la fondation sur toute la longueur d'un mur ou commencer par un angle ou par le milieu d'un mur.

L'effet de ce soulèvement sur un mur peut prendre les formes représentées sur la figure II.2 : fissure oblique dans un mur sans ouverture ou fissures traversant les ouvertures. Les

chainages ont pour fonction de rendre ces fissures impossibles en augmentant la résistance à la traction des murs.

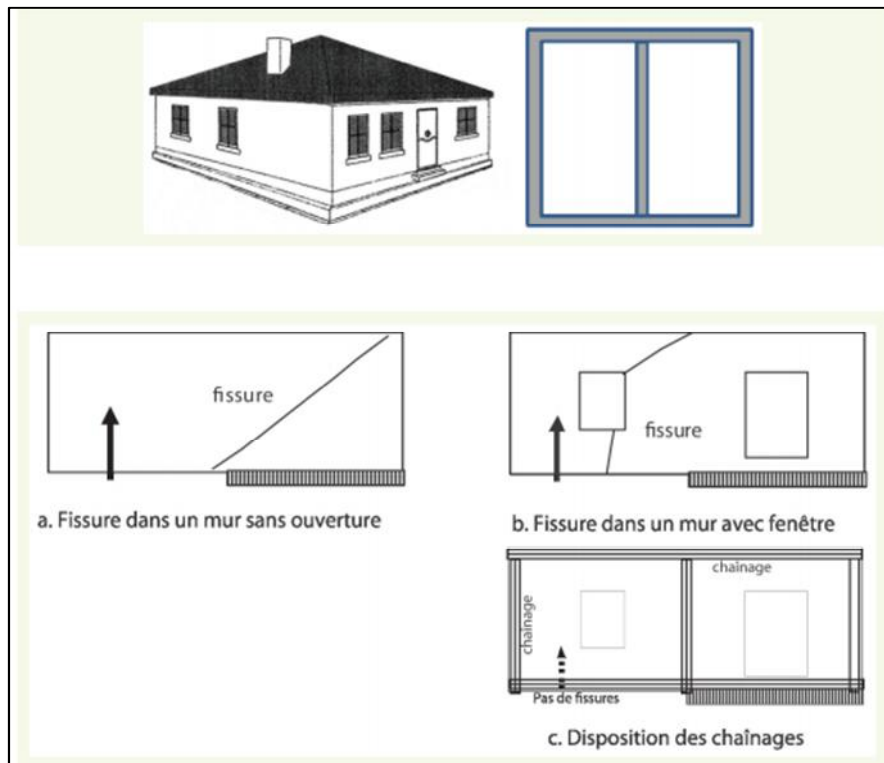


Figure II.2 : Développement de fissures provoquées cité par (Magnan 2013)

Le calcul des contraintes provoquées dans la semelle de fondation par le soulèvement du sol doit tenir compte de plusieurs facteurs :

- à l'état initial, le poids de la construction se répartit sur toute la surface de contact des semelles avec le sol.
- l'humidification du sol provoque un gonflement, qui peut être nul si la pression due à la construction est supérieure à la pression de gonflement. Mais cette condition ne concerne pas tout le massif, puisque la diffusion des charges s'accompagne d'une diminution forte des contraintes avec la profondeur. Il y aura donc toujours un certain gonflement sous les fondations.
- Le gonflement provoque un soulèvement de la semelle de fondation, qui peut être limité si la flexibilité de la semelle et du mur porté est suffisante. Si non la semelle subira un pivotement de corps rigide.
- Une fois le sol gonflé, la pression de gonflement diminue, voire disparaît. Il reste sur le sol la pression initiale, mais répartie de façon inégale si la semelle s'est fléchie. La répartition des pressions de contact final dépend de la rigidité relative du sol et de la construction.

- L'extension progressive de la zone humidifiée dans le massif de sol conduit à l'égalisation du gonflement, donc des pressions de contact, qui redeviennent égales aux pressions initiales, si la construction se comporte de façon réversible (sans fissures ni déformation permanentes).
- Lors du retrait, un cheminement inverse est suivi dans le sol et la construction.

Les figures (II.3 et II.4) montrent des exemples de désordre observés au différent pays du monde par suite du gonflement ou du retrait des sols argileux.



Figure II.3 : Dommages structuraux dus au soulèvement de terrain à Al-Khod Oman



Figure II. 4 : Dommages structuraux dus au soulèvement de terrain au Maroc

Ces désordres résultent du caractère différentiel que prennent les mouvements du sol de fondation (tassement ou gonflement) sollicitant la structure en flexion ou en cisaillement (Figure II.5). Ces mouvements proviennent par ailleurs de l'hétérogénéité des sols de

fondation, de celle de des forces appliquées par la structure sur le sol, ainsi que des perturbations hydriques que le bâtiment peut engendrer (Mouroux et al, 1987).

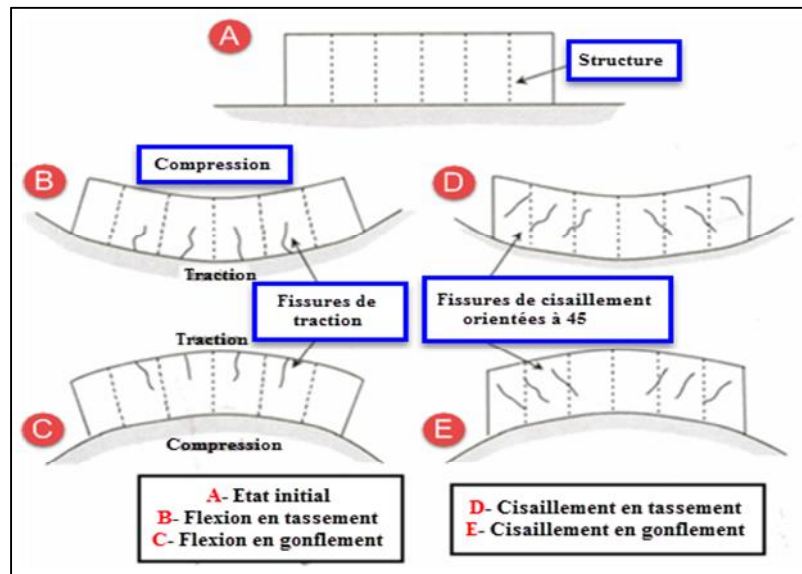


Figure II.5 : Formes et directions de fissuration, (Mouroux et al, 1987).

Les dégâts causés aux structures des bâtiments reposant sur des sols gonflants ont été chiffrés à environ 2.25 milliards de dollars en 1972(levron, 1984), de 7 à 9 milliards de dollars en 1986, aux U.S.A (1^{ème} poste), Coût global en France : 3,3 milliards d'euros entre 1989 et 2002(2^{ème} poste après les inondations).La (Figure II.6). Illustre différents types de dégâts causés à un bâtiment qui repose sur un sol sujet au gonflement ou au retrait.

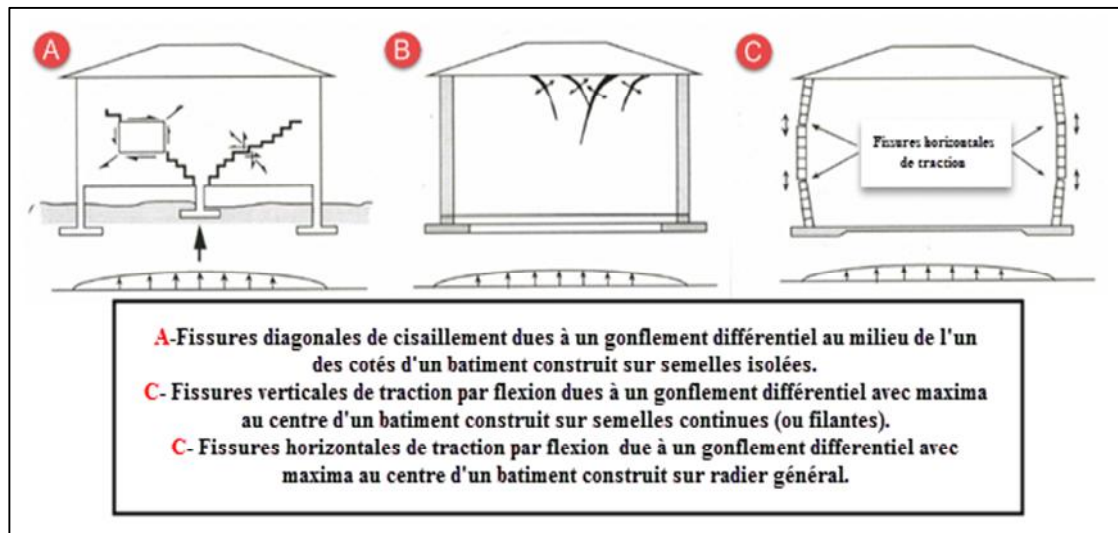


Figure II.6 : formes de dégâts des bâtiments reposants sur des sols gonflants (Mouroux et al. 1987).

II.2.2 Cas des chaussées

La figure II.7 montre deux exemples de routes fissurées par l'effet du retrait et gonflement du sol de fondation argileux.

La position des fissures dépend de l'étendue de la zone atteinte par les variations de teneur en eau lors des cycles de sécheresse et d'humidification.

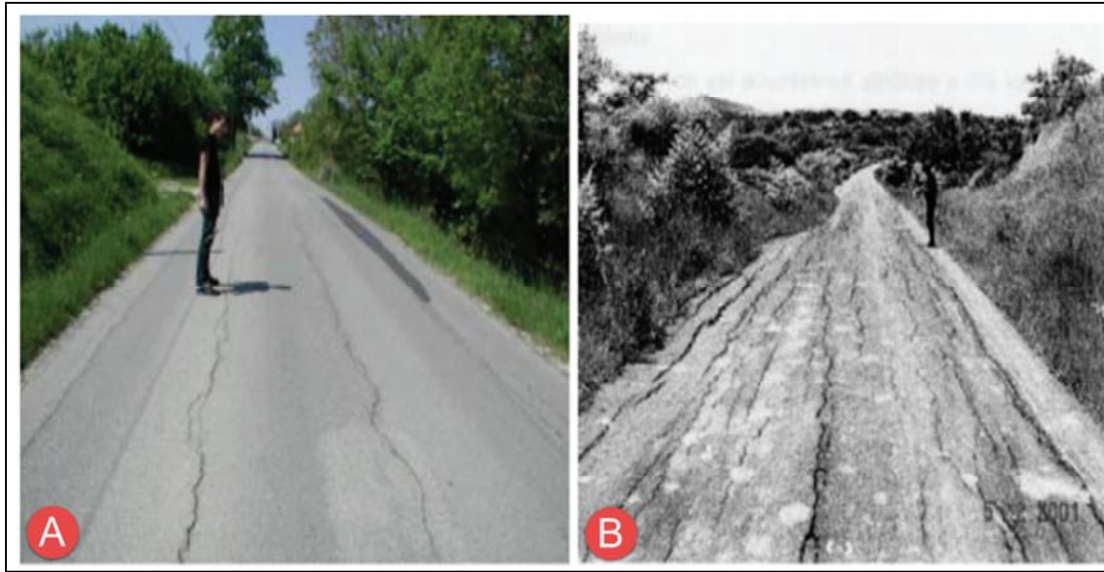


Figure II.7 : Fissuration longitudinale de route due au retrait-gonflement de sol (a) en France (b) en Madagascar.

La figure II.8 présente les stades successifs d'évolution d'une route construite sur des sols argileux soumis à des phénomènes de retrait et gonflement (a).

La sécheresse produit un retrait du sol à partir des accotements, vers le centre de la chaussée.

La surface du terrain se fissure et le retrait du sol sous la chaussée peut aussi créer des fissures dans le revêtement (b).

À la saison des pluies suivante, le sol se réhumidifie et regonfle, mais il devient plus mou et le trafic peut déformer et fissurer encore plus la chaussée (c).

La sécheresse suivante réactive tassement et fissure, ce qui dégrade progressivement la route (d).

Ce processus se produit dans les régions argileuses de beaucoup de pays, notamment en Afrique.

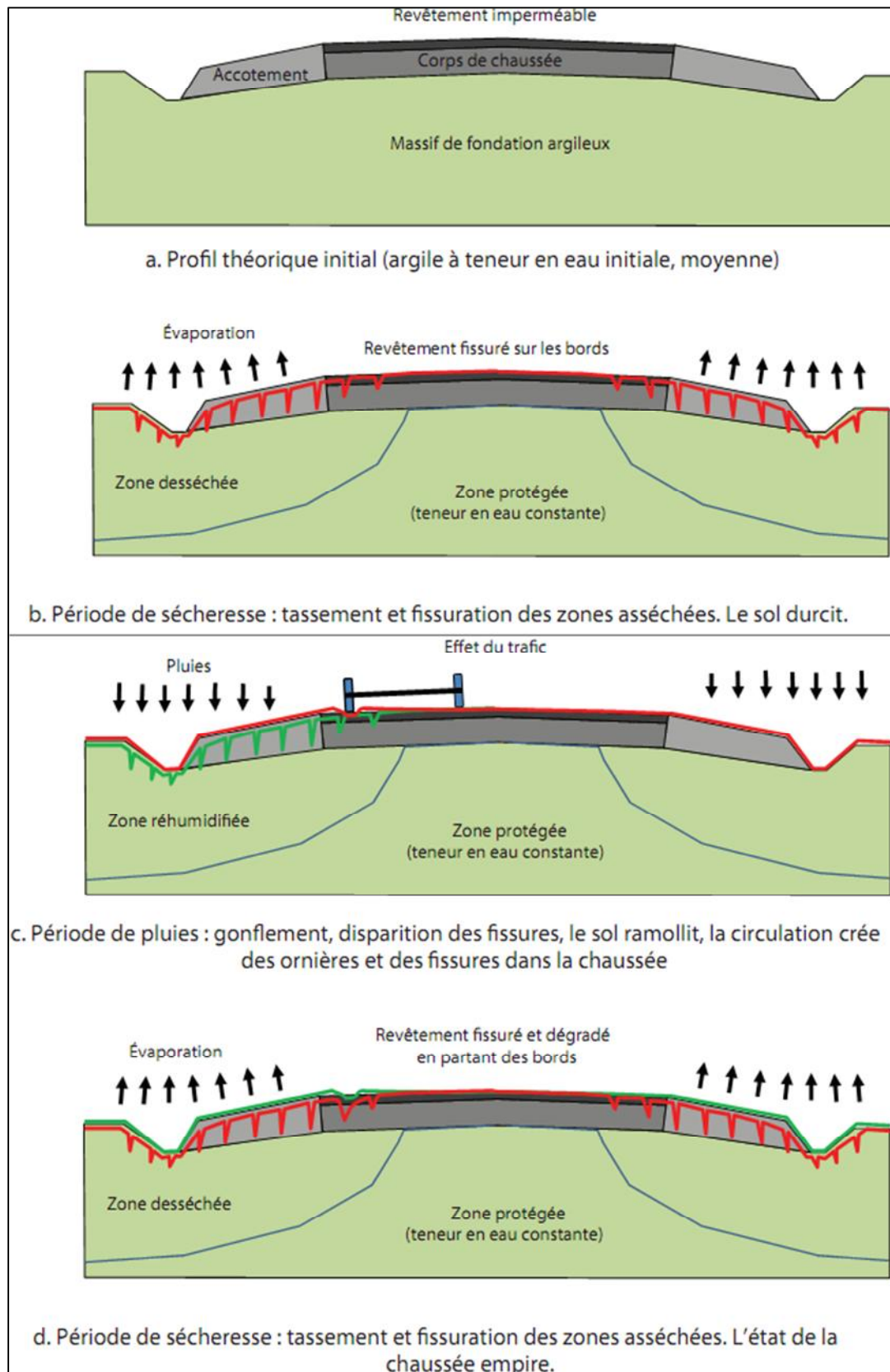


Figure II.8 : Mécanisme d'évolution d'une route sur sol argileux gonflant.cité par (Jean-Pierre Magnan 2013)

II.2.3 Cas des voiries et des réseaux divers

Les dommages touchent également les voiries et réseaux divers. Les réseaux de drainages peuvent par exemple subir des inversions de pente qui provoquent le débordement des drains alimentant de cette façon le phénomène de gonflement, (Mouroux et al .1987).

Les principaux facteurs déclenchent le gonflement des ouvrages superficiels sont les suivants :

- les facteurs climatiques (précipitations...)
- la végétation
- l'hydrogéologie
- la topographie (pente, exposition).

II.2.4 Cas des tunnels

Les tunnels (Figure II.9) en milieu gonflant posent de très importantes difficultés aussi bien lors de leur construction qu'après leur mis en service.

Les désordres caractéristiques qui affectent le plus souvent les tunnels localisés dans un milieu gonflant sont les suivant :

- soulèvement puis dislocation du radier
- bombement et convergence des piédroits
- pincement de la voûte en clé.



Figure II.9 : soulèvement puis dislocation du radier d'un tunnel (A, robert et D, Fabre).

II.2.5 Cas des puits pétroliers

La boue de forage est un mélange complexe de divers produits chimiques. Elle joue un rôle à la fois physiques et chimiques permettent d'assurer une bonne stabilité des parois du puits, de refroidir et de lubrifier et le train de sonde et de transmettre la puissance hydraulique.

Les désordres causés par le gonflement des puits pétroliers sont estimés à 500 millions de dollars par an aux U.S.A (E.van oort, a.h.hale, et F.K.mody).

Actuellement, les industries pétrolières cherchent à bien choisir la température et la nature de la boue de forage (concentration et nature des cations) pour réduire la réactivité de la roche. L'utilisation de l'huile minimise le gonflement en assurant la stabilité du puits mais elle a malheureusement pour conséquence d'engendrer de graves problèmes environnementaux.

II.2.6 Cas des cavités de stockage des déchets radioactifs

Depuis quelques années, il est devenu nécessaire de trouver des moyens pour gérer à long terme les déchets radioactifs, de haute et moyenne activité, issue de la production d'énergie nucléaire et de l'industrie en général.

Une des solutions envisagées par plusieurs pays est le stockage en formations argileuses profondes.

L'objectif de cette solution est d'isoler les déchets de la biosphère par trois barrières (Figure II.10) :

- un conteneur métallique ou en béton afin de noyer les déchets.
- une barrière ouvrage (BO) constituée d'argile gonflante fortement compactée placée autour des colis.
- la couche hôte d'argilite assurant une sécurité à long terme

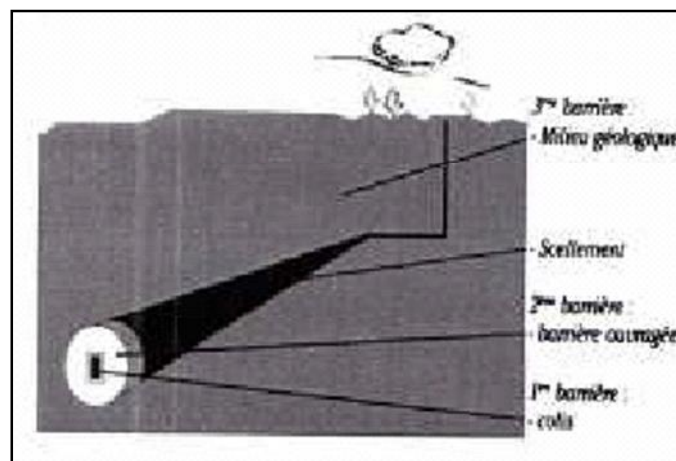


Figure II.10 : les trois barrières de protection selon l'ANDRA agence nationale pour la gestion des déchets radioactifs.

Les argilites contiennent une quantité élevée de minéraux argileux fortement gonflants et sont susceptibles d'agir avec le changement du degré d'hygrométrie et de température.

Différentes réactions chimico-mécaniques, hygro-mécaniques et thermo-mécaniques peuvent être observées. Ces réactions favorisent la formation de fissures perturbant par la suite le comportement mécanique et hydraulique et accroissant la possibilité future de transmission de radionucléides.

Le phénomène le plus apparent jusqu'à maintenant est l'ouverture et la fermeture de fissures localisées autour de l'excavation dans la zone endommagée EDZ (excavation disturbed zone) qui sont dues aux variations saisonnières de l'hygrométrie.

Le stockage futur des colis va créer des variations thermiques favorisant la désaturation des argilites et pouvant être responsable de l'élargissement d'al zone endommagée.

S'il y présence d'eau, il y a gonflement et ouverture des fissures dans la couche d'argilite, réduction d'espace poral dans la couche de bentonite compactée du fait du gonflement empêché et perturbations alcalines dans le béton.

Le problème réside dans la détermination et l'indentifications de plusieurs phénomènes (chimiques, physiques et mécaniques) ayant chacun des influences les uns par rapport aux autres.

II.3 Causes du gonflement

Pour que le gonflement d'un sol se produise, il faut que des «minéraux expansifs» puissent entrer en contact avec de l'eau. En effet toutes les observations ayant portées sur les conséquences présumées du gonflement d'un sol, qu'il s'agisse de la construction de tunnels, d'habitats ou de voiries, ont abouti à la formation de cette équation de base.

$$\text{« Minéraux expansifs + eau = gonflement »}$$

Quand un ouvrage est mis en contact avec des terrains expansifs, les désordres qui peuvent l'affecter ou après sa construction et qui sont attribués au caractère gonflant des terrains encaissants résultent d'un changement de teneur en eau de ces terrains et trouvent généralement leur origine dans l'une ou l'autre des causes suivantes :

- L'ouvrage est construit dans une région à saison constatées (saison sèche- saison humide, en région tropicale par exemple).
- La méthode d'exécution ou de confortement de l'ouvrage utilise l'eau (ex : forassions à l'eau de bouton pour le confortement du tunnel de Mornay), (Robert et Fabre, 1987).
- Lors des travaux de construction d'un tunnel par exemple, la ventilation est supprimée, ce qui a pour effet d'augmenter la teneur en eau de l'air ambiant (Robert et Fabre, 1987).

- Des canalisations sont rompues ce qui fait que l'eau s'infiltré dans les terrains gonflant.
- La construction d'un ouvrage proche perturbe l'écoulement des eaux souterraines.
- Des travaux de drainage contribuent au retrait des sols gonflants.
- Des mesures d'imperméabilisation ne sont pas prises, ce qui contribue à rendre les terrains sensibles aux variations saisonnières (alternance saison sèche -saison humide).
- L'évacuation ou l'évaporation de l'eau contenue dans les sols gonflants est brusquement empêchée alors que les apports d'eau à ses sols ne sont pas limités, ce qui a pour effet d'augmenter leur teneur en eau (ex : la construction d'un bâtiment supprime l'évacuation de l'eau contenue dans un sol de fondation).

Mais les problèmes proviennent avant tout, de la présence de terrains gonflants dont il convient de bien comprendre la minéralogie et le comportement en présence d'eau comme cela a été expliqué au chapitre I.

II.4 Protection des ouvrages sur sols gonflants

La protection des constructions contre les effets du gonflement et de retrait des sols s'appuie sur deux stratégies :

- Empêcher les variations de volume du sol. Pour empêcher le gonflement ou le retrait du sol, on peut :
- Maintenir constante le teneur en eau du sol existant
- Limiter ou supprimer les effets du gonflement ou du retrait. Pour limiter le gonflement ou le retrait du sol, on peut :
- Adapter la géométrie de l'ouvrage pour que le sol puisse se déformer librement.
- Modifier la rigidité et la résistance de la construction

Les solutions pour lesquelles existe une expérience satisfaisante s'appuient sur :

- Le traitement des sols argileux à la chaux
- Leur traitement au ciment
- Leur traitement avec d'autres liants hydraulique
- Leur traitement par des solutions salines
- Le remplacement des sols argileux par des sols moins sensibles à l'eau
- Le mélange du sol argileux avec des sables ou graviers

Ces techniques nécessitent une étude préalable pour définir les dosages en liant ou en sols granulaire, mais aussi de définir jusqu'à quelle profondeur il faut traiter le terrain pour éloigner la zone des gonflements de la structure à protéger.

D'autres techniques ont été (hydrophobants, liants organique), mais elles ne font pas partie des techniques utilisées à grand échelle.

II.5 Méthode de stabilisation

Parmi les techniques de stabilisation les plus couramment utilisées, on distingue : (Babouri ,2008)

- la stabilisation mécanique
- la stabilisation thermique
- la stabilisation chimique, (par additifs).

II.5.1 Stabilisation mécanique

II.5.1.1 Compactage

Le compactage est une étape importante de stabilisation. Un simple compactage permet de réduire la porosité du sol en expulsant l'air emprisonné. Les caractéristiques optimales de compactage du sol sont déterminées par l'essai Proctor normal. Les caractéristiques mesurées, c'est-à-dire la teneur optimale en eau (w_{opt}) permettant l'obtention de la densité sèche du sol la plus élevée (γ_{opt}) est utilisée lors des études de la stabilisation et aussi lors du chantier.

La granulométrie, la morphologie des particules du sol, l'abrasivité et la teneur en argile, ont une influence sur le comportement du sol lors du compactage. En raison de leur petite taille (quelques microns) les particules d'argiles permettent d'augmenter la densité sèche du sol en comblant sa porosité. Le comportement du sol dépend de la teneur en argile. Dans le cas des sols fins, un simple compactage ne permet pas de garantir les caractéristiques de la couche de forme. La cohésion est avant tout liée à la présence d'eau : c'est un phénomène de tension superficielle qui lie les particules du sol.

Les caractéristiques de la couche de forme sont donc tributaires de la teneur en eau du sol. Cette cohésion ne crée pas de liaison suffisamment solide entre les particules pour s'opposer au gonflement des argiles. L'utilisation d'agents chimiques permettant une stabilisation irréversible est donc nécessaire. Plusieurs produits existent et sont couramment employés.

II.5.1.2 Drainage

C'est la technique la plus classique qui est mise en œuvre. Plusieurs procédés sont utilisés ; comme les tranchées drainantes, drains de carton, drains de sable verticaux.

II.5.1.3 Substitution

C'est la suppression de la couche du sol gonflant. C'est la solution la plus évidente. Si la couche a une grande épaisseur, la suppression totale ne peut être envisagée. Elle consiste à excaver jusqu'à une certaine profondeur puis remblayer avec du sable, ou autres matériaux graveleux. C'est une solution très coûteuse.

II.5.1.4 Application de fortes pressions

Le gonflement peut être évité en appliquant au sol des pressions supérieures à la pression de gonflement. Il s'agit de pression de gonflement réelle, c'est-à-dire correspondant à la pression limite minimum nécessaire pour empêcher le sol de gonfler par des chemins de contraintes réelles, in situ, cette pression peut être appliquée soit par l'édifice lui-même, soit par des surcharges qui sont généralement des remblais des sols non gonflants (Mouroux, 1969).

II.5.1.5 Préhumidification

On crée ainsi un gonflement avant construction et si une forte teneur en eau est maintenue. Le volume restera sensiblement constant. Par la suite, deux techniques sont utilisées Bojana dolinar, 2006, cité par Azzouz, 2006 :

- Simple arrosage par jet.
- Création de bassins au-dessus du sol gonflant, et c'est beaucoup plus utilisé.

II.5.1.6 Utilisation de fondations et d'édifices spéciaux

Elles sont utilisées, soit pour réduire le gonflement, soit pour dissiper les pressions du gonflement. L'étude la plus intéressante était faite par Jennings et Evans cité par Mouroux, 1969. Elle donne, en effet, plusieurs types de construction suivant le soulèvement estimé.

Des renforcements en acier des murs pour assurer une plus grande rigidité ;

- Des « constructions Split », c'est-à-dire, conçues pour assurer le déplacement sans dommage d'une partie de l'édifice ;
- Des reports de charges sur des semelles isolées ;
- Des pieux fondés sur une couche peu gonflante.

Par ailleurs, on peut placer un tapis graveleux entre l'argile et la construction pour amortir l'effet du gonflement.

II.5.1.7 Stabilisation thermique

Une augmentation de la température peut améliorer la résistance d'une argile en réduisant la répulsion électrique entre les particules, sous l'effet de la chaleur on provoque un écoulement de l'eau interstitielle due au gradient thermique appliqué.

II.5.2 Stabilisation avec des additifs

Les propriétés d'un sol peuvent être modifiées par l'ajout de certains additifs tel que :

- les hydrophobants
- les sables
- les solutions salines
- les liants

II.5.2.1 Hydrophobants

Les hydrophobants sont des produits dérivés amines des composés cationiques (par exemple : les amines aromatiques, les amines aliphatiques). Les caractéristiques des hydrophobes permettent les variations de la teneur en eau en rendant le sol insensible à l'eau quelles que soient les conditions extérieures. L'absorption d'un produit hydrophobe se traduit par deux effets :

- diminution momentanée ou définitive de l'affinité du sol pour l'eau ;

Ce qui a pour conséquence d'accroître la résistance mécanique du sol et la réduction du gonflement.

- diminution de la structure microscopique du sol.

II.5.2.2 Stabilisation par ajout du sable

Plusieurs auteurs ont étudié l'influence de l'ajout de sable sur le gonflement. Nous citerons certaines d'entre elles :

Satyanarayana, 1969, cité par Allam, 2011 a étudié le comportement de l'argile de black Cotton au sud de l'Inde sous forme de mélange avec le sable, et sous forme de couches. Il a constaté que la pression du gonflement est réduite par le simple ajout de faibles pourcentages de sable. Plus le pourcentage de sable augmente, plus la réduction de la pression diminue (différence marquée à partir 50% de sable).

L'insertion de couches de sables (différentes positions avec l'argile), réduit la pression du gonflement en proportion appréciable due principalement à la capacité du sable à absorber le gonflement de l'argile. Cette capacité du sable dépend de la facilité de la couche de sable avec laquelle elle se déforme par compression ou, par mouvement latéral.

Komornik et livneh, 1969, cité par Allam ,2011 ont étudié l'influence de la granularité des constituants sur les caractéristiques des argiles gonflantes. Pour cela, ils ont utilisé des mélanges argile - sable et argile- marbre à différents pourcentages. Il a été constaté que la diminution du taux du gonflement des différents mélanges est dû à la faible densité de l'argile et à l'augmentation du matériau inerte dans les mélanges. Ainsi, ils ont constaté qu'il y a une influence du taux de l'humidité de l'argile sur la valeur de la pression du gonflement.

Mouroux, (1969) a montré dans sa thèse que, si la couche gonflante est d'une grande épaisseur, de manière à ne pas pouvoir l'excaver complètement alors, il faut excaver jusqu'à une certaine profondeur puis, remblayer pour rétablir les conditions de pression initiale. Pour cela, souvent c'est le sable qui est utilisé. Le bas du remblai est faiblement compacté et ce pour deux raisons :

- Le haut du sol gonflant serait très compact, et par conséquent son potentiel de gonflement est élevé.
- Le bas du remblai peut alors « encaisser » un gonflement éventuel.

Seed et al, (1969), cité par Allam, (2011) ont retenu trois paramètres significatifs de l'aptitude au gonflement d'un sol : Le pourcentage d'éléments argileux inférieur à 2μ et leur nature minéralogique, l'indice de plasticité et l'indice de retrait. Les auteurs ont mesuré le potentiel de gonflement de sols artificiels préparés en Mélangeant des minéraux argileux avec diverses quantités de sables. Ce mélange permet de diminuer le pourcentage.

Une partie de l'étude d'El Sayed et d'El Sohby, (1981), cité par Allam, (2011) a porté sur le traitement d'un sol argileux gonflant par l'ajout de sable et de limon à différentes concentrations. Ils ont constaté que la grosseur de la fraction non argileuse a une influence sur le gonflement. C'est-à-dire, que les particules fines provoquent un gonflement important. En plus, la pression de gonflement pour les mélanges argile- limon était plus importante que celle des mélanges argile-sable.

Bengeraa, (2004) ont tenté de réduire le gonflement des argiles de la région d'Oran, par l'ajout de sable de carrière à différents granulométrie et pourcentages (10 et 40%).il ont constaté que le sable de carrière est un bon réducteur des limites de consistance par conséquent du potentiel de gonflement. Plus le sable ajouté est grossier, plus la réduction du gonflement est importante.

Louafi et Bahar (2012) ont étudié aussi l'effet du sable sur la réduction de potentiel de gonflement des sols expansifs.

II.5.2.3 Stabilisation par solutions salines

De nombreux travaux ont montré que la stabilisation par sels pouvait réduire considérablement le gonflement des argiles. Nous citerons quelques exemples de ces travaux. :

Peele, (1937), a remarqué que le carbonate de calcium augmente la résistance du sol à l'érosion. Il permet d'augmenter le potentiel floculé des argiles.

Haxaire, (1956), a déterminé la quantité du molécule organique pouvant se fixer sur la montmorillonite en essayant de relier cette fixation avec la structure, la nature et l'ionisation de ces molécules. Des familles de molécules organiques ont été ainsi étudiées. Il a montré aussi que certaines molécules telles que la guanidine et la benzine se fixent irréversiblement en quantités supérieures à la capacité d'échange de base sur la montmorillonite cité par Allam, (2011).

Waller et Lawler, (1976), ont étudié l'influence des sels sur un échantillon d'argile reconstituée à partir de déblai de forage. Les meilleurs résultats sont obtenus à l'aide des solutions qui associent le Kcl avec un polymère.

Itlis, (1979) a étudié plusieurs types de gonflement en présence de plusieurs types de sels. Cette étude a mis en évidence deux agents stabilisants, le chlorure de potassium et le chlorhydrate de guanidine cité par Azzouz ,(2011).

Komine et Ogata, (1992), ont étudié l'efficacité d'un sel à partir du concept de l'épaisseur de la double couche diffuse. Même si certaines recherches plus récentes, ont montré qu'il ne s'agissait que d'un aspect très partiel du phénomène. Le degré de saturation, étant fixé et la composition chimique du sol argile-silice sec ont été analysés par l'ajout d'un taux de sodium dans un échantillon et un taux du calcium dans un autre. Cette expérience a montré que le potentiel de gonflement est plus important dans des échantillons riches en sodium par rapport aux échantillons riches en calcium ; c.à.d. le sodium .est un facteur chimique favorable pour le gonflement du sol cité par Mrad, (2005).

Hachichi et Fleureau, (1999) et en (2007) ont étudié la réduction du gonflement de plusieurs échantillons intacts par les sels (le chlorure de potassium, le chlorure de calcium, le Chlorure de sodium, le sulfate de sodium, le chlorure d'ammonium). Une réduction importante du gonflement a été obtenu avec le chlorure de potassium et le chlorure de calcium ce qui donne une structure stable même après passage de l'eau.

Aboubekr et Aissa Mamoune, (2004) ont étudié l'influence des sels sur le gonflement libre des argiles. Afin de mettre en évidence l'influence de ces sels sur l'amplitude, l'étude a été effectuée sur des échantillons d'argiles naturelles et artificielles en utilisant quatre sels

différents (chlorure de potassium, Chlorure de Sodium, Chlorure de Calcium, Sulfate d'Ammonium.) Des réductions importantes ont été observées par l'association d'un sel de chlorure de potassium mais pour chlorure de calcium est moyen a faible.

Markus,et Dami, (2003), ont observé, à l'aide d'un microscope électrique à balayage (MEB), (figure II.11) que le gonflement de la montmorillonite sodique est très élevée par rapport à la montmorillonite calcique, les distances moyennes entre les couches sont beaucoup plus petites dans Ca^{2+} montmorillonite qu'en Na^{+} montmorillonite cité par Mrad, (2005).

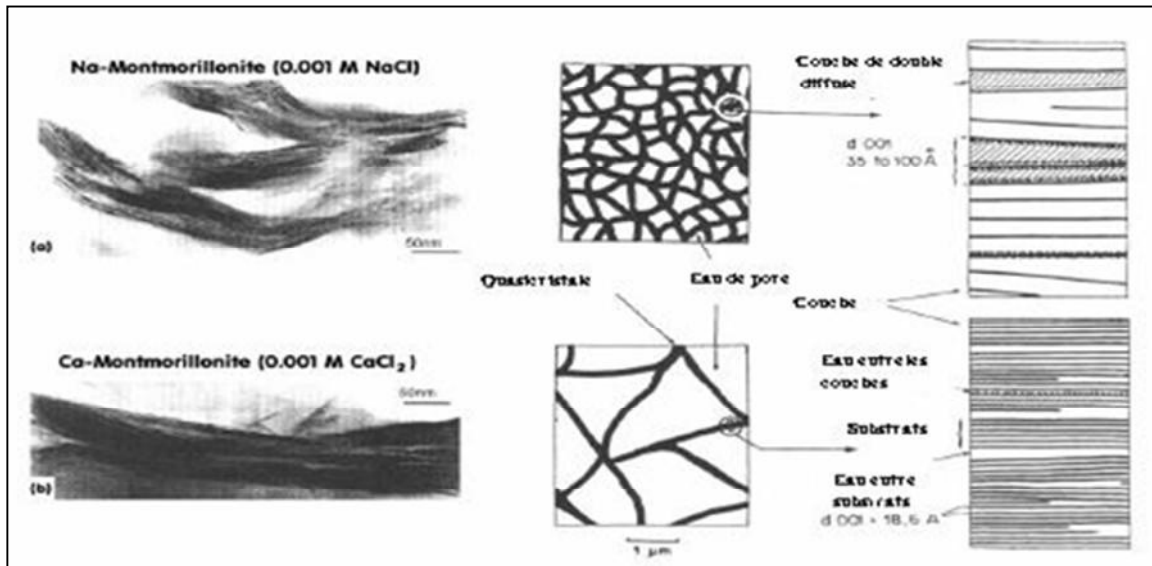


Figure II.11 Microstructure de texture d'argile comme affecté par la composition en Solution, (Tessier, 1990).

Wakim, 2005 a effectué des essais sur l'argilite de Tournemire, ils ont montré que les déformations dues au gonflement et au retrait sont influencées par la nature et la concentration en sel dissout dans l'eau déminéralisé ils ont observé que le gonflement libre est plus élevée pour une solution de (KCl) et intermédiaire pour une solution de (CaCl₂). Il a constaté que ces déformations sont significatives et ne dépendent pas du chemin chimique suivi par l'échantillon, pour des essais effectués sous des faibles contraintes. Il a remarqué que l'activité de la solution n'a pas d'influence directe sur le gonflement, ils ont effectué des essais avec des solutions de (NaCl), ceci a montré que le coefficient qui exprime le rapport entre la déformation axiale sous contrainte et la déformation libre, permet de réduire le nombre d'essais, étant donnée qu'il dépend uniquement de la contrainte appliquée et non de la concentration en sel.

En outre, il a été observé que le gonflement normalisé ne dépend pas de l'orientation de l'échantillon, ce qui signifie que l'anisotropie du gonflement est indépendante de la nature et de la concentration en sel. Il a été affirmé ce constat par des essais

complémentaires réalisées au moyen de l'enceinte hygrométrique. Ainsi il a été réalisé des essais de mesure de l'évolution du PH qui ont prouvé que le gonflement se stabilise avant la stabilisation du PH.

Azzouz, 2006 a étudié la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région de Tlemcen, ils ont observé que l'effet de la diversité de concentration saline n'influe pas sur la pression de gonflement, aussi l'influence de valence sur l'amplitude de gonflement à un effet très prononcé par rapport à l'effet de la concentration saline, ils ont constaté qu'un fort pourcentage des concentrations salines peut réduire le temps de la stabilisation.

En 2011, une analyse de l'effet des sels sur la pression et le taux de gonflement a été effectuée par Allam les sels à différentes concentrations sont : (Chlorure de Potassium, Chlorure de Sodium, Chlorure de Calcium, Chlorure de Magnésium et Chlorure d'Aluminium). Les résultats obtenus sur les échantillons provenant de trois sites un de Saïda et deux de Tlemcen ont permis de constater que l'effet des sels sur l'amplitude de gonflement est très prononcé, alors que leur effet sur la pression de gonflement n'est donc pas une grandeur intrinsèque au matériau mais dépend du chemin de chargement.

En 2012, Belabbaci et al ont étudié l'effet de différentes solutions salines sur la réduction de pression et potentiel de gonflement.

II.6.2.4 Stabilisation par les liants

Les liants se divisent en deux grandes familles qui sont les liants hydrauliques et les liants organiques.

Le schéma suivant donne les principaux liants existants dans l'industrie (Figure II.12).

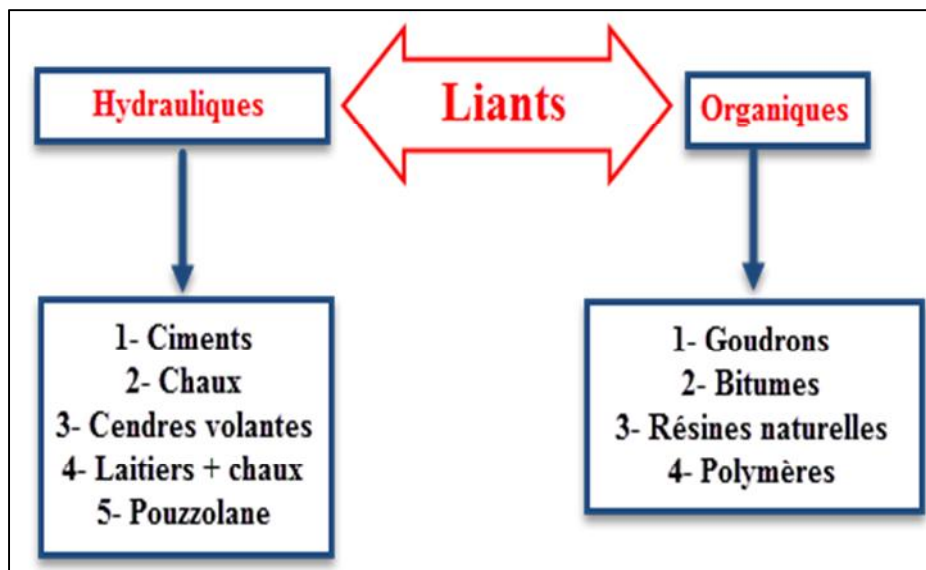


Figure II.12 : Classification des liants

II.6.2.4.1 Liants organiques

Les liants organiques sont des produits de type colle, c'est à dire des composés organiques susceptibles d'une bonne adhésion au squelette.

On distingue deux sortes :

- Les mono-composants (un seul constituant) ont un caractère thermoplastique, ce sont par exemple les bitumes de pétrole, les goudrons et les brais de houille.
- Les bi-composants (deux constituants) sont à mélanger au moment de la mise en œuvre.

Le résultat est intermédiaire entre le collage thermique des mono-polymères, des résines ou des dopes. L'action de ces produits donne au sol des propriétés hydrophobes qui dépendent de l'enrobage des particules du sol par le liant. L'inconvénient majeur de ces liants organiques est leur biodégradabilité sous des climats tropicaux.

II.6.2.4.1.1 Stabilisation par polymères

Les polymères sont attirés par la surface des argiles quand ils portent des charges positives, et par les extrémités des feuillets quand les charges qu'ils portent sont négatives. La grande taille de ces molécules, permet une sorte d'encapsulage qui limite l'hydratation ultérieure de l'argile. Hachichi. et al 2005, cité par Allam, 2011, ont traité des argiles de Sidi Chahmi et de Mers El Kébir en présence des Polymères ils ont conclu qu'une forte concentration en polymères a pour effet de diminuer le gonflement final.

II.6.2.4.2 Liants hydrauliques

Ce sont des produits d'origine minérale qui par réaction avec l'eau donnent des réseaux cristallins enchevêtrés ayant une bonne cohésion et pouvant aboutir à des jonctions avec le Squelette minéral. Ils sont tous à base de chaux qui réagit avec l'argile par :

- Echange cationique ;
- Flocculation et agglomération ;
- Carbonations ;
- Réaction pouzzolanique.

Ces réactions se traduisent par :

- Une amélioration immédiate des propriétés mécaniques du sol et une diminution de la sensibilité à l'eau par flocculation et échange cationique.
- Une réaction lente produisant les matériaux cimentant. C'est la réaction pouzzolanique

II.6.2.4.2.1 Stabilisation par les cendres volantes

Les cendres volantes, produites dans la combustion des charbons bitumineux, présentent des caractéristiques de cimentage et peuvent être utilisées dans une large gamme des applications de stabilisation.

Le traitement de cendres volantes peut efficacement réduire le potentiel de gonflement des argiles fortement plastique et empêcher le gonflement sous les pressions plus petites de base.

Zalihe, (2004), cité par Allam, (2011) a étudié la stabilisation des argiles gonflantes par les volantes. Les résultats d'essai en laboratoire sur ces sols indiquent que ces cendres volantes sont efficaces à l'amélioration de la texture et la plasticité des sols traités.

Al-Rawas et al (2005) ont démontré sur des sols expansifs d'Al-Khod Omen qu'un traitement de 6% ou 9% avec Sarooj (une pouzzolane artificielle) entraîné une augmentation de la pression de gonflement.

Elles permettent de réduire l'indice de plasticité et le potentiel de gonflement. La réduction en valeurs de la pression de gonflement des deux sols indique que le gonflement des sols est empêché pour de petites valeurs de pression.

Le traitement par les cendres volantes change la minéralogie du sol traité et produit de nouveaux minéraux secondaires.

L'utilisation des cendres volantes comme matériaux de stabilisation pour le sol semble être une solution intéressante. Cette utilisation aurait des avantages, en plus de la stabilisation environnementaux.

II.6.2.4.2.2 Stabilisation par le chaux ou le ciment

La stabilisation du sol à l'aide de ciment et / ou de chaux a été étudiée par de nombreux auteurs (Petry et Little, 2002). La plupart des auteurs ont montré que l'ajout de diverses proportions de chaux ou de ciment entraînait une réduction à la fois du potentiel de gonflement et de la pression de gonflement des sols expansifs. Al-Rawas et al (2005) ont démontré sur des sols expansifs d'Al-Khod Omen qu'une addition de chaux de 6% réduit le potentiel de gonflement et à zéro, alors que plus étonnamment, Gueddouda et al (2013) ont étudié les effets des sels, de la chaux, du ciment, de la chaux / ciment ou des mélanges chaux / sel et ont démontré une réduction du potentiel de gonflement de 70% avec le mélange chaux / ciment et de 80% avec la chaux / sel.

Toutefois, le traitement avec un stabilisant chimique atteint un seuil maximum supérieur selon

la quantité du stabilisant à ajouter, comme par exemple 6% ou 8% de chaux pour Al-Rawas et al (2005) et Derriche et Lazzali (1997) respectivement, ou 3% à 6% de la chaux pour Mellas et al (2012). Les propriétés de gonflement et de portance des sols expansifs traités sont améliorées en réduisant la sensibilité de l'argile à l'eau, ce qui conduit à la réduction de l'indice de plasticité.

L'action, de stabilisation par les ciments, est complexe et dépend de la nature du sol, de la teneur en ciment, de la teneur en eau et des conditions de température (Johson, 1960). De plus, la présence de la chaux dans les ciments provoque des réactions d'échange. Les pourcentages utilisés varient, comme pour la chaux, de 2 à 6%. Le ciment est parmi les liants les plus fréquemment utilisés dans le traitement de sols de surface (Thomas et al, 2002).

En revanche, l'échantillon traité avec 3% ou 5% de chaux 3% de ciment présentait une réduction initiale de PI suivie d'une augmentation générale. Entre autres études, les travaux de (Mahamedi et Khemissa, 2013, Khemissa et Mahamedi, 2014, Khemissa et al, 2017 ou 2018) ont porté sur des sols proches de la région des Aurès en Algérie, dont la géologie est proche de celle du sol ou les échantillons testés dans la présente étude ont été extraits. Khemissa et al (2008) ont montré que les sols argileux naturels algériens sont globalement sur-consolidés, ont une faible perméabilité et ne présentent pas de fluage significatif. La sur-consolidation est due au retrait et entraîne une dessiccation importante des sols.

La stabilisation par ajout de chaux ou de ciment est la technique de traitement des sols la plus répandue. L'utilisation de cette technique permet :

- D'éviter des volumes de terrassement importants dans le cas de substitution des sols médiocres.
- De donner aux sols argileux d'une manière assez rapide une bonne consistance pour des dosages compris entre 1% et 10%. Ceci montre aussi l'intérêt économique de ce procédé.
- De modifier les propriétés du sol.
- Sachant qu'il y a deux types de chaux, vive et éteinte, le choix s'effectue en basant sur les essais de laboratoire, les essais de chantier et sur le prix de revient. Généralement, c'est la chaux vive qui est préférée car elle fournit plus d'ions de Ca^{2+} , elle donne un produit plus dense et un abaissement de la teneur en eau important (Bekkouche et al, 2001).

Il est clair que c'est la phase argileuse du sol qui réagit avec la chaux et/ou

avec le ciment. La qualité du résultat dépend des engins utilisés dans le traitement. L'expérience a montré que suite à un traitement, certaines modifications se produisent sur les caractéristiques du sol :

- Diminution de la teneur en eau du mélange de 0.6% à 0.8% pour 1% de chaux (Bekkouche et al, 2001). Additivement à l'échange de cations Na^+ et K^+ par Ca^{2+} et la floculation des particules argileuses provoquée par les forces électriques, les limites de consistance changent.

L'ajout de chaux ou le ciment, en réduisant la plasticité des sols par une augmentation immédiate de la limite de plasticité et une diminution de la limite de liquidité, produit des structures maniables et faciles à compacter. La quantité optimale pour avoir ces changements est appelée point de fixation de la chaux ou de ciment. Au-delà de ce point, des processus de formation de divers ciments se produisent augmentant la résistance du sol.

La figure II.13 montre que les phénomènes combinés de la diminution de la teneur en eau naturelle du sol traité et de la diminution de l'indice de plasticité peuvent faire passer un sol de l'état plastique déformable, collant -donc difficilement compactable) à l'état sec (rigide, frottant friable – donc beaucoup plus facile à travailler).

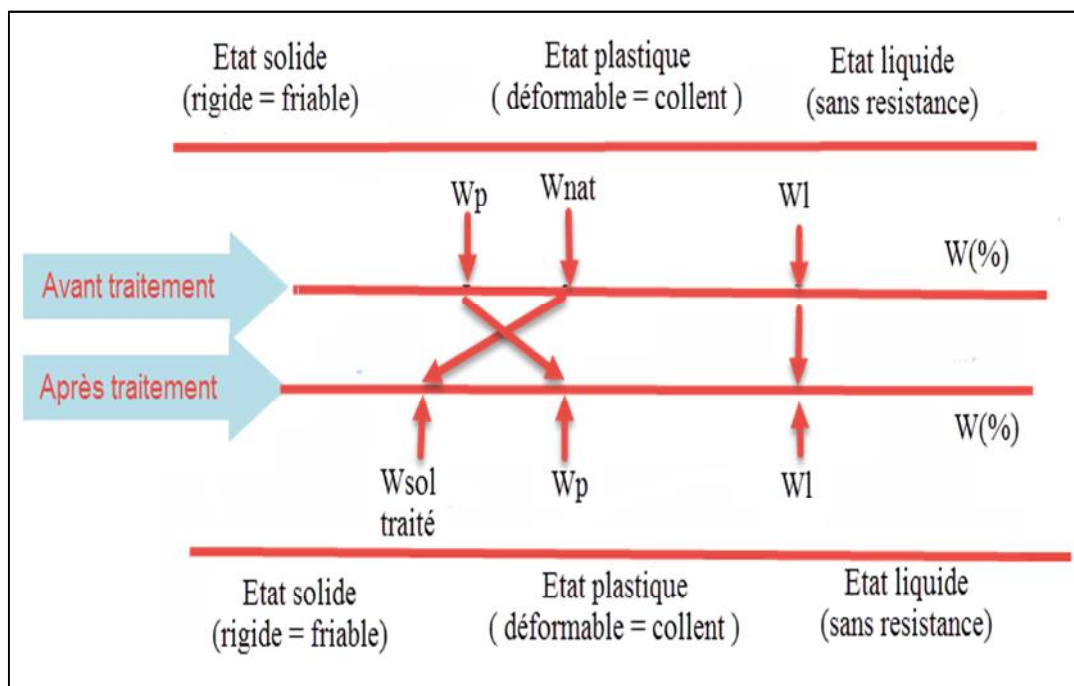


Figure II.13 : Variation d'indice de plasticité en ajout de la chaux (Bulletin CRR.)

Le traitement à la chaux réduit donc la valeur maximale de la masse volumique apparente sèche et augmente la valeur de la teneur en eau permettant de l'obtenir.

De nombreuses études ont montré que la stabilisation des sols argileux par la chaux

ou par le ciment transforme ces derniers en sols fermes et améliore leur résistance, leur perméabilité et stabilise leurs volume après gonflement et retrait. Les mécanismes responsables de ces changements se résument selon un grand nombre d'auteurs est :

- **Échange cationique**

L'addition de chaux engendre un excès de cations de calcium divalents qui tendent à remplacer les cations monovalents (Na^+ et K^+). Les ions de calcium non échangés seront adsorbés, ce qui conduit à augmenter la densité en ions, c'est à dire une baisse dans la capacité d'échange des particules. Tout ceci se traduit par une baisse du gonflement.

- **Floculation et agglomération des particules d'argiles**

L'ajout de chaux à des grains fins d'argiles cause une floculation et une agglomération des particules. Ce phénomène a comme résultat un changement apparent dans la texture, les petits grains se regroupent pour former d'autres grains de grande taille. Donc, la floculation d'argile augmente la grosseur effective des grains et joue un rôle important dans la stabilisation.

- **Carbonatation de la chaux**

La chaux réagit avec le dioxyde de carbone de l'air (CO_2) pour former de faibles agents de cimentation comme les carbonates de calcium par exemple (CaCO_3 , MgCO_3) selon le type de chaux utilisée. Généralement, on essaie de réduire ce phénomène par compactage du sol traité après une petite durée de malaxage. Des études ont montré que cette réaction est probablement plus nuisible qu'utile dans la stabilisation du sol.

- **Réaction pouzzolanique**

Cette réaction se produit entre la silice et/ou l'alumine du sol et la chaux pour former certains types d'agents de cimentation ou de solidification. Le résultat de ces réactions donne la part la plus importante dans l'augmentation de la résistance du mélange sol-chaux, les propriétés acquises par le sol peuvent durer des années. Ce phénomène est la cause principale qui assure la bonne stabilisation du mélange sol- chaux.

II.7 Techniques d'ajout de chaux et de ciment

II.7.1 Technique classique

Le dosage de chaux ou de ciment est défini pondéralement, il est rapporté au poids de sol sec et exprimé en pourcent. Sur chantier, pour les raisons d'épandage, ce dosage est rapporté au mètre carré de sol pour obtenir le dosage en Kg/m^2 . L'épandage est effectué par dépôt d'une couche de chaux à la surface du sol à traiter ; les conditions d'exécution imposent des limites à

l'épaisseur des couches soumises aux opérations nécessaires de malaxage et de compactage. Les malaxeurs de type pulvi- mixeur permettent d'atteindre 40 cm dans le sol naturel

Si l'obtention de la granulométrie demandée se révèle difficile ou impossible par suite du caractère plastique et cohérent du sol, on peut envisager un malaxage en deux étapes espacées dans le temps (24 à 48 heures). Cette manière peut laisser à la chaux le temps d'ameublir les mottes argileuses.

En couches de chaussées, la stabilisation s'effectue in-situ comme suit : Elle commence par l'excavation du terrain jusqu'à la profondeur voulue puis la pulvérisation du produit, l'opération se fait par des engins rotatifs. La chaux est ensuite uniformément épandue sur toute la surface à traiter sous forme sèche ou liquide (poudre ou coulis). Après ajout de chaux, on procède au malaxage primaire et durant cette période l'eau est additionnée de telle sorte que le sol ait une teneur en eau légèrement supérieure à l'optimum.

Après le malaxage primaire, le sol traité doit être réarrangé et compacté immédiatement pour éviter au maximum la carbonatation du mélange et minimiser l'évaporation. Une dernière opération consiste à pulvériser le mélange et compacter de nouveau pour atteindre l'état voulu ; sinon, ajouter une quantité de chaux pour compenser les pertes dues à la carbonatation et à l'érosion.

L'utilisation d'un coulis de chaux dépend du pourcentage recommandé ainsi que de la teneur optimale, un mélange typique de 1 tonne de chaux diluée dans 2500 litres d'eau (3500 litres pour les faibles pourcentages) produit approximativement 31% de chaux en solution.

Le coulis est recommandé principalement pour les raisons suivantes :

- Le coulis a l'avantage par rapport à la chaux sèche de ne pas être transporté lors de l'opération d'épandage par les vents.
- Le coulis assure une meilleure distribution dans le sol.

Il faut noter que cette méthode est à rejeter dans le cas des sols humides, surtout lors des périodes pluviales, car la chaux doit être non hydratée pour pouvoir absorber l'eau.

Dans le cas des sols expansifs, ce traitement permet de réduire le nombre et la taille des fissures développées par les constructions sur ces types de sol. Il est aussi utilisé pour empêcher ou minimiser le mouvement d'eau et par conséquent éviter toute variation de teneur en eau dans le sol de fondations. Lorsqu'il s'agit de constructions légères, la chaux est souvent appliquée sous les semelles filantes mais le traitement est efficace lorsqu'elle est appliquée sous radier. Dans ces cas, un pourcentage de 4 à 6% est recommandé sur une épaisseur de 150mm et l'opération est suivie d'un compactage

immédiat Bekkouche et al, 2001.

II.7.2 Technique d'injection

La méthode décrite en 1973 par Wright cité par Bekkouche et al, 2001, permet de traiter les argiles expansives sous forme d'un système d'injection sous pression de chaux liquide. Le procédé a aussi pour but de minimiser les tassements différentiels, d'améliorer la capacité portante des argiles, de réduire le gonflement et l'érosion des argiles hautement plastiques.

Après perforation autour de la construction, on injecte un coulis de chaux ou de ciment sous pression dans le sol : la chaux et le ciment pénètre dans les fissures existantes et dans celles créées par la pression elle-même. Les différentes réactions chimiques qui se produisent donnent naissance à de nouvelles espèces de minéraux qui forment une barrière dans le sol empêchant ainsi toute circulation d'eau sous la zone de la construction.

Les pressions d'injection sont de l'ordre de 350 à 1380 KPa et dépendent des conditions du sol à traiter. Le coulis sera injecté en utilisant des pipes d'injection de 38 à 41mm de diamètre et qui peuvent aller jusqu'à une profondeur de 40m Bekkouche et al, 2001.

II.7.3 Technique de pieux de chaux ou de ciment

La technique des pieux de chaux ou de ciment est la méthode la plus performante et la moins coûteuse pour le traitement des sols expansifs. Ceci est d'autant plus efficace si le sol est saturé car l'affinité de la chaux à l'absorption d'eau diminue la teneur en eau de celui-ci. Les pieux sont installés à l'aide de tubes métalliques de diamètre variant entre 250 et 500mm, de profondeur variant entre 5 et 8m et d'espacement entre axes de pieux variant entre 1.5 et 2.5m. Le tube est d'abord introduit dans le sol jusqu'à la profondeur voulue puis vidé ensuite retiré. C'est à ce stade que le vide laissé par le tube rempli de pierres de chaux Bekkouche et al, 2001.

Le contact de l'eau du sol avec la chaux déclenche une réaction exothermique autour des pieux. Le dégagement de chaleur provoqué conduira à une évaporation de l'eau interstitielle. Il y a aussi un écoulement d'eau vers l'intérieur du pieu suivi d'un écoulement de chaux hydratée vers le sol.

II.8 Avantages et inconvénients des techniques de stabilisation

Dans le tableau II.1 suivant, on donne les principaux avantages et inconvénients de chaque procédé.

Tableau II.1 : Avantages et inconvénients des techniques de stabilisation couramment utilisées (Bekkouche et al, 2001).

Techniques	Procédés	Avantages	Inconvénients
Stabilisation chimique (Par ajout de matériaux)	Les sels	- Augmenter la concentration ionique de l'eau libre. - Réduire le phénomène d'échange.	Le choix d'un type, de dosage et de la méthode d'addition d'un produit. (Valence et rayon du cation).
	Le Ciment	- Augmenter la résistance. - Diminuer la plasticité. - Réduire le potentiel de variation de volume. - Augmenter la limite de retrait.	Utilisation d'un dosage important.
	La chaux	- Diminuer la plasticité, la densité sèche. - et la pression du gonflement. - Augmenter la résistance et w_{opt}. - Utilisation d'un faible dosage.	Carbonatation de la chaux.
Stabilisation mécanique	Compactage	- Le compactage est le plus économique - Réduire le potentiel expansif	Il faut une grande quantité d'eau. (compacter au-dessus de l'optimum avec une w_n élevée).
	Substitution	/	L'épaisseur de la couche. Disponibilité du matériau.
	Pré humidification	/	Le temps de l'opération. La distribution uniforme de w_n.
Stabilisation thermique	Chauffage	Réduire la répulsion électrique entre les particules.	Très coûteuse.
Amélioration par congélation	Refroidissement	Lorsqu' aucune solution n'est possible.	- La réalisée le plus rapidement possible. - Il faut tenir compte de la déstabilisation du massif de sol au dégel.

II.9 Conclusion

Le gonflement est à l'origine des fréquents désordres des ouvrages légers. Dans certains pays, on peut estimer que les dommages provoqués par le gonflement des sols présentent un coût supérieur à celui de toutes les catastrophes naturelles.

Ce phénomène, qui est prépondérant dans les matériaux argileux, dépend des caractéristiques minérales et se déclenche lorsque le matériau est mis en contact avec l'humidité. Le gonflement est généralement accompagné d'un changement des caractéristiques mécaniques et physico chimique du sol qui peut avoir une influence sur la durée de vie de l'ouvrage.

Les désordres provoqués par le gonflement affectent généralement les constructions qui apportent de faible contrainte au sol support. Ils sont nombreux et dépendent principalement de chaque type d'ouvrage.

D'après les conséquences des sols expansifs sur les ouvrages géotechniques en surface et souterrains, plusieurs chercheurs ont étudié la stabilisation des sols expansifs. Ces différentes recherches s'orientent sur les ajouts qui minimisent le plus le potentiel de gonflement et la pression de gonflement.

La stabilisation des sols argileux a été étudiée par un grand nombre de chercheurs. Beaucoup de méthodes et d'appareillages ont été mis au point, pour connaître l'influence de l'efficacité d'une solution ou d'un produit sur la stabilisation d'un sol argileux. Quelques exemples sont cités concernant l'utilisation de produits chimiques servant à la stabilisation des sols argileux.

Autour de cette idée que s'articule ce chapitre, a été consacré à l'étude bibliographique présentant l'état d'avancement de la recherche dans le domaine de La stabilisation des sols argileux.

Le choix des techniques de stabilisation les plus utilisées dépend de plusieurs paramètres tels que ; les considérations économiques, la nature du sol à traiter, la durée de l'opération, la disponibilité des matériaux à utiliser ainsi que les conditions d'environnement.

DEUXIEME PARTIE

ETUDE

EXPERIMENTALE

CHAPITRE III :
MATERIAUX,
MATERIELS ET
ESSAIS

Chapitre III :

Matériaux, matériels et essais

III.1 Introduction

Ce travail de recherche a pour but de trouver une solution au gonflement des sols de la région des Aurès par l'utilisation d'un ajout comme traitement. Pour notre cas, le ciment constitue le matériau de traitement choisi. Nous aspirons par cette étude à réduire le gonflement, la pression de gonflement à un degré acceptable et qui ne présente aucun danger pour les structures tout en veillant à améliorer les caractéristiques physico-mécanique de ces sols.

Dans ce chapitre nous allons donc commencer par l'étude géotechnique des matériaux utilisés (sols gonflants, ciment) au laboratoire. Dans ce cadre, nous allons donner le programme d'essai suivi afin de faire une caractérisation physique, mécanique, chimique et minéralogique des échantillons des sols gonflants. Dans cette rubrique nous avons étudié les différents sols en utilisant le prosimètre à intrusion de mercure. Les essais mécaniques sont ensuite décrits, tout ceci a été finalisé par une étude microscopique à la microscopie électronique à balayage (MEB) dans le but d'explorer la microstructure des sols et d'avoir une idée sur le phénomène de gonflement avant et après traitement.

III.2 Matériaux

III.2.1 Localisation des matériaux utilisés

Les différents essais de cette étude ont porté sur l'utilisation de cinq sols gonflants. Ces derniers ont été extraits dans différents sites urbanisés (Figure III.1). Les cartes géologiques indiquent que la majorité des sites étudiés sont composés de formations argileuses ou riches en marnes avec parfois des roches argilo-marneuses de couleurs variées pouvant être localement mélangées avec du sable, du calcaire, du gypse ou du limon.

Le premier échantillon (noté SB) a été recueilli à une profondeur de 1,5 à 3 m dans la ville de Bitam, à environ 80 km au sud-ouest de Batna. Sa description géologique correspond à de l'argile ou de la marne intacte, avec la présence de cristaux de gypse. Il est caractérisé par une couleur jaunâtre à brunâtre avec des zones blanchâtres.

Le second sol (noté SM) provenait de la ville de Meskiana dans la Wilaya d'Oum El Bouaghi, située dans la partie nord-est de la région des Aurès. Les caractéristiques géologiques de

l'échantillon SM, recueillies entre 1,2 et 2,8 mètres de profondeur, correspondent à des marnes calcaires intactes ou à de l'argile. Sa couleur varie du brun au gris.

Le troisième sol provient de la ville de Timgad, située à 36 km à l'est de Batna,. Recueilli à une profondeur de 2 à 4,5 mètres, le sol de Timgad (noté ST) est une marne ou une argile intacte avec une couleur verdâtre à jaunâtre.

Le quatrième sol recueilli à une profondeur de 1,5 à 4 mètre dans la Willaya de Om – Elbouaghi qui située dans la partie nord-est de la région des Aurès qui est une argile pure verdâtre noté (SO).

En fin le cinquième sol provenait de la Willaya de Tébessa est située à l'extrême est de l'Algérie et dans l'est de la région des Aurès, le sol est une argile marneuse brunâtre à verdâtre de profondeur de 1.5 à 5 m.



Figure III.1 : Sites de localisation des sols.

Dans les zones urbaines de la région des Aurès, la plupart des sols expansifs sont composés d'argiles gonflantes ou de marnes caractérisées par un état sec et dense habituel. Ces argiles sont à l'origine de nombreux dégâts sur les constructions, nous avons choisi ces zones en raison de différents dommages (fissures) au niveau des différentes constructions et particulièrement les constructions légères comme représentées les figures (III.2, III.3, III.4, III.5 et III.6)



Figure III.2 : Dommages de gonflement dans la région de Bitam



Figure III.3 : Dommages de gonflement dans la région de Tébessa



Figure III.4 : Dommages de gonflement dans la région de Timgad



Figure III.5 : Dommages de gonflement dans la région de Méskiana



Figure III.6 : Dommage de gonflement dans la région d'Oum-Elbouaghi

Les coupes lithologiques et les caractéristiques géologiques et minéralogiques de chaque site sont présentées dans les figures III.7 et III.8 et le tableau III.1 successivement.

Sondage S1 Sol Bitam (SB)			Sondage S1 Sol Meskiana (SM)		
Prof (m)	Coupe	Description	Prof (m)	Coupe	Description
01		Sable argileux brunâtre	01		Terre végétale
02		Argile marneuse gypseuse jaunâtre à brunâtre	01		Argile sableuse jaunâtre
03			02		Marne argileuse calcaireuse brunâtre a grisâtre
04			03		
05			04		
06		Argile calcaireuse grisâtre	05		
07			06		Marne argileuse verdâtre
08			07		
09			08		
10		Fin de sondage	09		
11			10		Fin de sondage
			11		

Sondage S1 Sol Timgade (ST)			Sondage S1 Sol Oum-Elbouaghi (SO)			Sondage S1 Sol Tébessa (STE)		
Prof (m)	Coupe	Description	Prof (m)	Coupe	Description	Prof (m)	Coupe	Description
01		Terre végétale	01		Terre de recouvrement	01		Terre de recouvrement
02		Argile brunâtre	02		Argile verdâtre	02		Argile marneuse brunâtre a verdâtre
03		Maren argileuse verdâtre a jaunâtre	03		Marne argileuse verdâtre a grisâtre	03		Argile calcareuse grisâtre
04			04			04		
05			05			05		
06		Argile marneuse calcaireuse verdâtre a grisâtre	06		Fin de sondage	06		Fin de sondage
07			07			07		
08			08			08		
09			09			09		
10			10			10		
11			11			11		

Figure III.7 : Schéma des coupes lithologiques

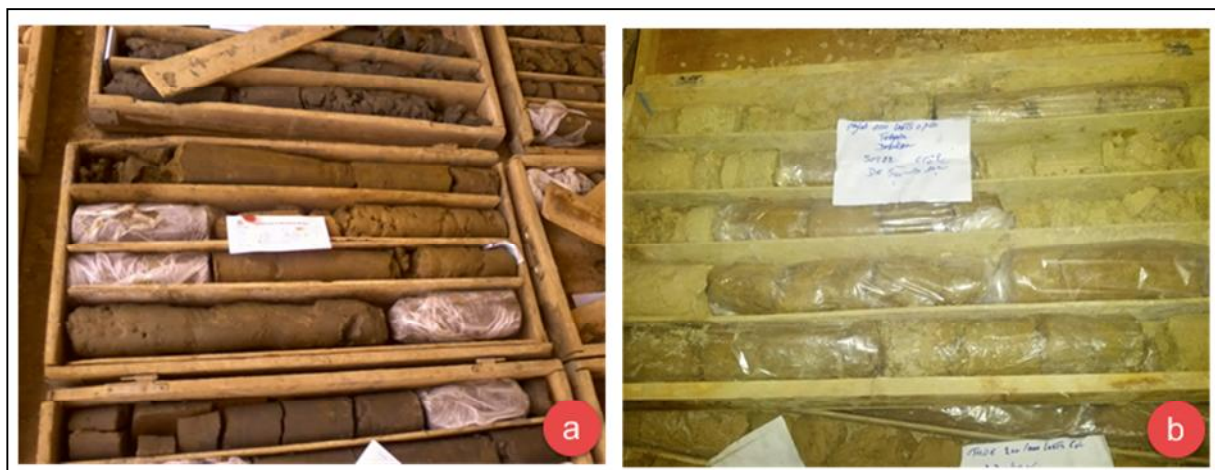


Figure III.8 : Photos des coupes lithologiques

Tableau III.1. Caractéristiques géologiques et minéralogiques des différents échantillons.

Ville	Symbole	Lithologie	Profondeur (m)	Caractéristiques géologiques	
				Description	Couleur
Bitam	SB		1,5 - 3,5	Marne argileuse avec la présence de cristaux de gypse intacte	Jaunâtre à brunâtre avec des zones blanchâtre
Meskaina	SM		1,2 - 3,8	Argile marneuse calcaireuse intacte	Brunâtre à grisâtre

Timgad	ST		2 - 4,5	Marne argileuse Intacte	Verdâtre à jaunâtre
Oum-Elbouaghi	SO		1,5- 4	Argile intacte	Verdâtre
Tébessa	STE		1,5-5	Argile marneuse	Verdâtre à brunâtre

III.2.2 Ciment

Le ciment mélangé avec les sols était un ciment Portland (CPJ - CEMII / A 42,5) avec un minimum de 65% de clinker) fabriqué localement par la société de ciment AinTouta Batna (Algérie). Les caractéristiques physico-chimiques et mécaniques du ciment données par le fournisseur sont résumées dans le tableau III.2.

Tableau III.2 : Caractéristiques physico-chimiques et mécaniques du ciment

Caractéristiques physico-mécaniques					Caractéristiques chimique		
Désignations		Unité	Garantie NA.442	Mesures	Eléments	Garantie NA.442	Teneur (%)
Poids Spécifique		G/cm ³	-	3.06	SiO ₂	-	23.55
Surface Spécifique Blaine (NA 231)		Cm ² /g	-	4280	Al ₂ O ₃	-	4.98
Consistance normale (NA 229)		%H ₂ O	-	0.35	FeO	-	4.17
Temps de prise (NA 230)	Début	H : min	> 1h :00	02h02	CaO	-	56.51
	Fin	H : min	-	03h03	MgO	-	1.83
Expansion à chaud (NA 232)		mm	<10	0,35	K ₂ O	-	0.96
Retrait (28 Jours) (NA 440)		µm /m	<1000	760	Na ₂ O		0.81
Gonflement (28 Jours) (NA 440)		µm /m	-	0.00	SO ₃	< 3.5	2.62
Refus sur tamis 45µm		%	-	9.85	Cl ⁻	<0.1%	0.019
Résistance a la flexion (NA 234)	02 jours	MPa	-	4.60	P.A.F 1000°C	-	4.75
	07 jours	MPa	-	6.20	CaO Libre	-	0.94
	28 jours	MPa	-	7.54	Résidus Insolubles	-	10.04
Résistance a la compression (NA 234)	02 jours	MPa	≥12,5	22.23			
	07 jours	MPa		33.83			
	28 jours	MPa	≥42,50 >62.5	44.31			

III.3 Programme d'essais

Du point de vue géotechnique, il est nécessaire de réaliser les essais préliminaires qui sont d'une importance vitale. En plus de la détermination des caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques des sols testés, ils permettent d'identifier les états des sols. Les différents essais effectués dans ce travail sont les suivants :

- Teneur en eau et densité sèche
- L'analyse granulométriques et sédimentométrique
- L'essai des limites d'Atterberg
- L'essai de Proctor
- L'essai de cisaillement
- L'essai du bleu de méthylène
- L'essai au carbonate
- L'essai de compressibilité
- L'essai de gonflement libre
- L'essai de retrait
- L'essai de porosimètre
- Observations au microscope électronique à balayage (MEB).
- Analyse par diffractométrie de rayons X (DRX).
- Analyse par dispersive en énergie de rayons X (EDAX).

Le matériel utilisé dans cette section est l'appareillage d'usage courant du laboratoire spécifique à chaque type de manipulation.

III.3.1 Teneur en eau et Densité (Afnor NF P94-050)

III.3.1.1 Calcul de teneur en eau

Au début de chaque essai dans laboratoire : on doit prendre la carotte et on commence à enlever la paraffine ensuite, on commence à la découper pour avoir des petites échantillons de 4 jusqu'à 6. On pèse une quantité de l'échantillon dans des tares, et on met les tares dans l'étuve pendant 24 heures à une température de 105°C (Figure III.9).

Relations :

Pesages des échantillons poids humide (P_h).

Poids d'eau = ($P_h + \text{tare}$) – ($P_s + \text{tare}$)

Poids sec = ($P_s + \text{tare}$) – $P(\text{tare})$

Teneur en eau :
$$W = \frac{P_w}{P_s} \times 100 \quad (\text{III. 1})$$

III.3.1.2 Calcul de la Densité

On pèse immédiatement les l'échantillon à l'état naturel (poids humide).

On paraffiné les tranches.

On les pèse paraffiné.

On pèse les tranches avec la paraffine dans l'eau (Poids du matériau dans l'eau).

Relation

Poids de la Paraffine = $(P_h + \text{Paraffine}) - P_h$.

Volume Brut = $(P_h + \text{la Paraffine}) - (\text{Poids de matériau dans l'eau})$

Volume de la Paraffine = $(\text{Poids de la Paraffine} / 0,9)$

Tel que : $0,9$ = la densité de la paraffine

Volume net = Volume Brut – Volume de la Paraffine.

Densité humide : $\gamma_h = \frac{F_h}{V_n}$ (III. 2)

Densité Humide Moyenne : $\gamma_h = \sum \text{Densité Humide} / \text{Nombre de densité humide}$.

Densité sèche : $\gamma_d = \frac{\gamma_h}{W_r + 1}$ (III. 3)

Densité Sèche moyenne : $\gamma_d = \sum \text{densité sèche} / \text{nombre de densité sèche}$.

Teneur en Eau moyenne = $\sum \text{teneur en eau} / \text{nombre de teneur en eau}$.



Figure III.9 : Découpage de sol paraffiné

III.3.2 Analyse Granulométrique (Norme NF P94-056)

Cet essai consiste à déterminer la contribution en poids des grains du sol suivant leur dimension. Pour les particules supérieures à $>80 \mu\text{m}$, la séparation se fait par tamisage, et pour les particules de taille inférieure à $< 80 \mu\text{m}$, l'analyse granulométrique est faite par la méthode par sédimentation.

Celui-ci peut se faire à sec après lavage à l'aide d'une série de tamis .Les résultats de l'analyse sont représenté sur un diagramme semi-logarithmique où l'on porte les diamètres des particules en abscisse (Graduation log) et les pourcentages des tamisât cumulés en ordonnée.

L'essai consiste à séparer les grains agglomérés, laver le contenu du tamis en projetant de l'eau à faible débit avec un dispositif de lavage avec arroseur et éventuellement de malaxage, à fractionner ce sol tout en remuant et en brossant les matériaux jusqu'à ce qu'il ne reste que des éléments propres. Le récipient contenant les éléments de dimension supérieure à la dimension nominale d'ouverture du tamis à maille carrée est mis à sécher dans une étuve de dessiccation à température réglable à 105°C.

Verser la totalité du matériau séché au sommet d'une colonne de tamis d'ouverture de maille (Figure III.10) décroissante du haut vers le bas et ayant à sa base un fond de tamis. Agiter manuellement ou mécaniquement la colonne de tamis. Pour cette phase, il peut être utilisé par une tamiseuse électrique. Terminer le tamisage en remuant soigneusement le matériau à la main, jusqu'à ce que plus aucun élément ne passe à travers les mailles de chaque tamis. Verser dans un récipient le refus du premier tamise et peser successivement le refus cumulé sur chaque tamis. La masse de refus cumulée sur chaque tamis est rapportée à la masse totale sèche de l'échantillon soumis à l'analyse.



Figure III.10 : Série des tamis

III.3.3 Analyse Sédimentométrique (Norme NF P94-057)

L'analyse granulométrique par sédimentation est un essai géotechnique qui complète l'analyse granulométrique par tamisage d'un sol et qui peut être nécessaire à sa description et à sa classification.

Cet essai est basé sur la loi de Stokes qui donne la vitesse limite V_{lim} d'une particule de poids spécifique tombant sous l'action de la pesanteur, dans un liquide visqueux de poids spécifique et de viscosité. En réalité cet essai se fait en dispersant les particules de sol dans l'eau par agitation. On laisse décanter, et on mesure la densité de la solution à différents niveaux et en fonction du temps. En établissant une relation entre le diamètre des particules et le temps d'une part, la densité et le pourcentage de particules d'autre part, on peut ainsi tracer la courbe sédimentométrique qui complète la courbe granulométrique. Lors de la décantation de grains solides en suspension dans l'eau, les grains les plus gros chutent plus rapidement que les plus petits. La vitesse de chute des grains est directement liée à leur diamètre D . cette vitesse de chute peut s'exprimer simplement par le quotient de la distance parcourue par la particule dans sa chute par le temps de parcours.

Cette loi applique aux éléments d'un sol pour déterminer des diamètres équivalents de particule.

- **Mode Opératoire**

- Tamis : un tamis à maille carrée de 80 μm d'ouverture.
- Bac : un bac pour recueillir le tamisât à 80 μm .
- Etuve : une étuve de dessiccation à température réglable à 105°C.
- Balance : pour peser l'échantillon de sol.
- Mortier : un mortier de 20 cm de diamètre minimal avec son pilon en matériau souple pour séparer les particules de sol passées au tamis de 80 μm d'ouverture.
- Eau distillée ou déminéralisée et défloculant : un mélange d'eau distillée additionnée d'une solution défloculante dosée à 5% d'hexamétaphosphat de sodium ($\text{Na}_6(\text{P}_3\text{O}_{10}) \cdot 10\text{H}_2\text{O}$) (Figure III.11).



Figure III.11 : L'essai de sédimentométrique

III.3.4 Bleu de méthylène (Norme NF P 94-068)

L'essai consiste à mesurer par dosage la quantité de bleu de méthylène pouvant être adsorbée par le matériau mis en suspension dans l'eau. Cette quantité est rapportée par proportionnalité directe à la fraction 0/50 mm du sol. La valeur de bleu du sol est directement liée à la surface spécifique des particules constituant le sol ou le matériau rocheux.

Le dosage s'effectue en ajoutant successivement différentes quantités de bleu de méthylène et en contrôlant l'adsorption après chaque ajout. Pour ce faire, on prélève une goutte de la suspension que l'on dépose sur un papier filtre, ce qui provoque la création d'une tache.

L'adsorption maximale est atteinte lorsqu'une auréole bleu clair persistante apparaît à la périphérie de la tache (Figure III.12).

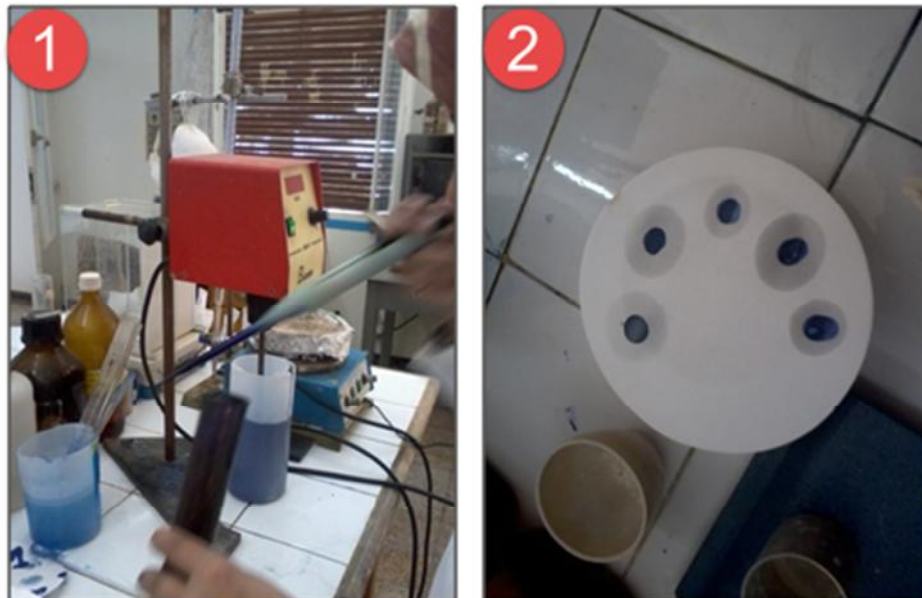


Figure III.12 : Appareillage de l'essai VBS

- **Mode opératoire**

Cet essai s'effectue sur la fraction granulométrique 0/5mm. Ce sont principalement les éléments inférieurs à 2mm qui contiennent la fraction argileuse, cette fraction donne l'essentiel de la réaction au bleu de méthylène et donc la quantifie la sensibilité du sol à l'eau. On prélève 30g de fraction (0/5 mm) sèche que l'on met à tremper dans 200ml d'eau déminéralisée. Attention le mélange est maintenu à l'aide de l'agitateur à ailette.

Ce test consiste à injecter successivement des dosages précis de bleu de méthylène jusqu'à avoir saturation des particules d'argiles. L'avantage avec ce test est que l'instant de cette saturation peut être répété. Pour ce faire, on prélève une goutte de liquide dans le bécher

contenant le sol imbibé (mouillé) de bleu, cette goutte est à l'aide de la baguette de verre déposé sur le papier filtre (Figure III.12)

On obtient un dépôt de diamètre compris entre 8 et 12 mm possibles :

- La goutte centrale en bleue est cerclée d'une zone incolore avec ce résultat le test est négatif.
- La goutte centrale bleue est cerclée d'une zone teintée de bleu plus claire, avec ce résultat, le test est positif.

Pour la lecture du résultat on procède de la manière suivante :

1 : ajout de (5 cm³) de bleu de méthylène première phase : addition de bleu de méthylène par pas grossier (5cm³) suivi du test de la tâche.

2 : teste immédiat de la tâche : si test négatif, retour en 1, si le test positif, faire le 3.

3 : ajout de (2cm³) de bleu de méthylène

Deuxième phase : au premier test immédiat positif en ajoute de bleu par pas fins (2cm³) suivi du test de la tache

4 : test immédiat de la tâche : si le test négatif retour en 3 si le test positif, aller a la 5^{ème} étape

5 : effectuer (5fois) la confirmation du test toutes les minutes pendant 5min : si le tes négatif retour en 3, s'il est positif, fin du dosage.

Une fois le test effectué on exploite les résultats :

$$Vbs = \frac{n}{M} \quad (III.4)$$

Tel que :

n : Volume (ml) de solution de bleu utilisé jusqu'à obtention du test positif

M : Masse sèche de la prise d'essai (g)

III.3.5 Limites d'Atterberg (Norme NF-P-94-051)

Les limites d'Atterberg sont des teneurs en eau pondérales, caractéristiques du sol. Elles correspondent à des comportements particuliers de celui-ci sous l'action des variations de la teneur en eau. Ces limites sont déterminées sur la fraction de sol passant au travers du tamis 400µm. Les deux limites utilisées sont :

W_L : limite de liquidité : teneur en eau d'un sol remanié caractérisant la transition entre un état liquidité (le sol est humide et déformable) et un état plastique

$$WL = W \cdot [N/25]^{1.4} \quad (III.5)$$

W_p : limite de plasticité : teneur en eau d'un sol remanié caractérisant la transition entre un état plastique et un état solide -le sol durcit et se fissure.

A partir des résultants obtenus, on détermine deux paramètres.

I_p : indice de plasticité : différence entre les limites de liquidité e et de plasticité. Cet indice définit l'étendue du domaine plastique

$$IP = WL - WP \quad (III.6)$$

III.3.5.1 Limite de liquidité

Cet essai permet de prévoir le comportement des sols pendant les opérations de terrassement, en particulier sous l'action des variations de teneur en eau.

Cet essai se fait uniquement sur les éléments fins du sol et il consiste à faire varier la teneur en eau de l'élément en observant sa consistance. Permet aussi de faire une classification du sol. L'essai s'effectue en deux phases ;

- Recherche de la teneur en eau W_L pour laquelle une rainure de dimension normalisée, pratiquée dans le sol disposé dans la coupelle de Casagrande, se ferme sous l'action de 25 chocs appliqués de manière normalisée.
- Recherche de la teneur en eau W_p pour laquelle un cylindre de sol de diamètre 3mm, confectionné manuellement, se fissure lorsqu'on le soulève.

Pour la détermination de W_L : -Appareil de Casagrande (Figure III.13), Il est constitué d'une coupelle normalisée, montée sur un support métallique avec manivelle, le tout étant fixé sur un socle en bois dur .L 'ensemble permet de faire tomber la coupelle d'une hauteur de 10mm sur le bloc du bois dur, chaque choc entraînant la fermeture progressivement de la rainure pratiquée dans l'échantillon de sol, celle-ci ayant été effectué à l'aide de l'outil a rainure (Figure III.13).



Figure III.13 : Appareil de Casagrande

- **Mode Opératoire**

La détermination des limites est faite sur la fraction du matériau passant au tamis de 0,4 mm. W_L est la teneur en eau pour laquelle une rainure pratiquée sur une pâte placée dans une coupelle se referme sur un centimètre au bout de 25 chocs. W_p correspond à la teneur en eau pour laquelle on peut tout juste former des bâtonnets de 3 mm de diamètre ayant 1 à 2 cm de longueur. Le matériau est d'autant plus plastique que W_L et I_p sont plus élevés. Elle sépare l'état liquide de l'état plastique. Elle se détermine comme suite : on étale sur une coupelle une couche d'argile que l'on divise en deux à l'aide d'un instrument en forme de V. On imprime à la coupelle des secousses égales en intensité, suivant un rythme normalisé. A la limite de liquidité, la rainure en V doit être refermée sur une longueur de centimètre après vingt cinq secousses. Par convention, la limite de liquidité est la teneur en eau du matériau qui correspond à une fermeture de 1 cm des lèvres de la rainure après 25 chocs (Figure III.13).

III.3.5.2 Limite de plasticité

- Former une boulette à partir de la pâte préparée, rouler la boulette sur une plaque lisse, à la main ou éventuellement à l'aide d'une plaquette, de façon à obtenir un rouleau qui est aminci progressivement Jusqu'il atteigne 3mm de diamètre.
- L'amincissement du rouleau se fait de manière continue et sans effectuer de la coupure dans le sens de sa longueur. Le rouleau au moment où il atteint un diamètre de 3mm doit avoir environ 10 à 15 cm de longueur et ne doit pas être creux
- La limite de plasticité est obtenue lorsque simultanément, le rouleau se fissure et que son diamètre atteint 3mm. Si aucune fissure n'apparaît le rouleau est réintégré à la boulette la pâte est malaxé tout En étant séchée légèrement. Eventuellement sous un flux d'air chaud à une température Inférieur a 50° (Figure III.14).

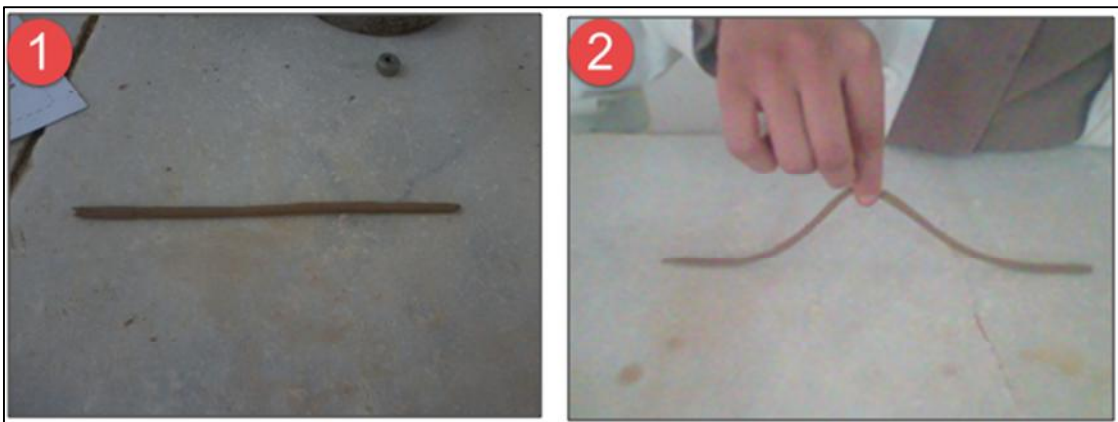


Figure III.14 : Photos de l'essai de limite de plasticité

III.3.6 Compactage (Norme NF P 94-093)

III.3.6.1 Principe de l'essai

Les caractéristiques de compactage Proctor d'un matériau sont déterminées à partir des essais dits : Essai Proctor normal ou Essai Proctor modifié. Les deux essais sont identiques dans leur principe, seules diffèrent les valeurs des paramètres qui définissent l'énergie de compactage appliquée.

Le principe de ces essais consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter, pour chacune des teneurs en eau, selon un procédé et une énergie conventionnels.

Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérées, on détermine la masse volumique sèche du matériau et on trace la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

D'une manière générale cette courbe, appelée courbe Proctor, présente une valeur maximale de la masse volumique du matériau sec qui est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau. Ce sont ces deux valeurs qui sont appelées caractéristiques optimales de compactage Proctor normal ou modifié suivant l'essai réalisé.

III.3.6.2 Mode d'opérateur

La masse totale de matériau nécessaire à l'exécution d'un essai doit permettre de faire un prélèvement différent pour chaque point de la courbe Proctor, car il n'est pas autorisé de réutiliser le même matériau pour la détermination de plusieurs points de la courbe Proctor. Elle varie entre 15 kg et 100 kg suivant la granularité du matériau et suivant que l'on cherche une détermination concomitante de ses caractéristiques de compactage, de son Indice CBR après immersion et/ou de son Indice Portant Immédiat.

La totalité du matériau prélevé est, si nécessaire, séchée à l'air ou dans une étuve réglée à 50°C maximum jusqu'à un état hydrique jugé suffisamment sec pour commencer l'essai.

Après séchage, le matériau est tamisé à 20 mm et seul le tamisât est conservé pour l'exécution de l'essai. Le matériau est homogénéisé et divisé par appréciation visuelle en au moins cinq parts égales.

Les parts sont humidifiées à une teneur en eau telle que les teneurs en eau de trois parts au moins et quatre au plus soient réparties entre : 0,8 w_{OPN} et 1,2 w_{OPN} .

Après humidification, chaque part est conservée en boîtes ou sacs hermétiques durant un temps fonction de l'argilosité du matériau pour parfaire la diffusion de l'eau. C'est à partir de chacune de ces parts que seront confectionnées les éprouvettes destinées à la détermination des points de la courbe Proctor (Figure III.15).



Figure III.15 : Photos de l'essai de compactage

III.3.7 Cisaillement rectiligne à la boîte (Norme NF P94-071-1)

L'étude au laboratoire, des déplacements des grains d'un sol sous une fondation montre la formation d'un coin rigide sous la fondation. A l'intérieur de ce coin, les grains s'enfoncent verticalement sans mouvements des uns par rapport aux autres.

Plusieurs types d'essais permettent de déterminer la cohésion et l'angle de frottement interne d'un sol : L'essai de Cisaillement Direct (Figure III.16) (CD) réalisé sur trois éprouvettes au minimum permet de déterminer des cohésions et des angles de frottement internes à long terme.

Sur la surface de rupture, la résistance au cisaillement (τ) est en fonction de la contrainte normale (σ) appliquée, du frottement interne (φ) du matériau et de sa cohésion (c) « loi de coulomb » :

$$\tau = \sigma.tg\varphi + c \quad (III.7)$$

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement (Figure III.16) constituée des deux demis- coquilles indépendantes. Le plan de séparation des deux demi - boîtes forme un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de

l'éprouvette, Il consiste à : Appliquer sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical (N) maintenu constant pendant toute la durée de l'essai.

- Produire après consolidation de l'éprouvette sous l'effort (N) un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan horizontal de glissement des deux demi - coquilles l'une par rapport à l'autre auxquelles est imposé un déplacement relatif (ΔL) à vitesse constante.
- Mesurer l'effort horizontal de cisaillement (T) correspondant.
- Recommencent cet essai avec trois cas de chargement pour 1bars, 2bars et 3bars.

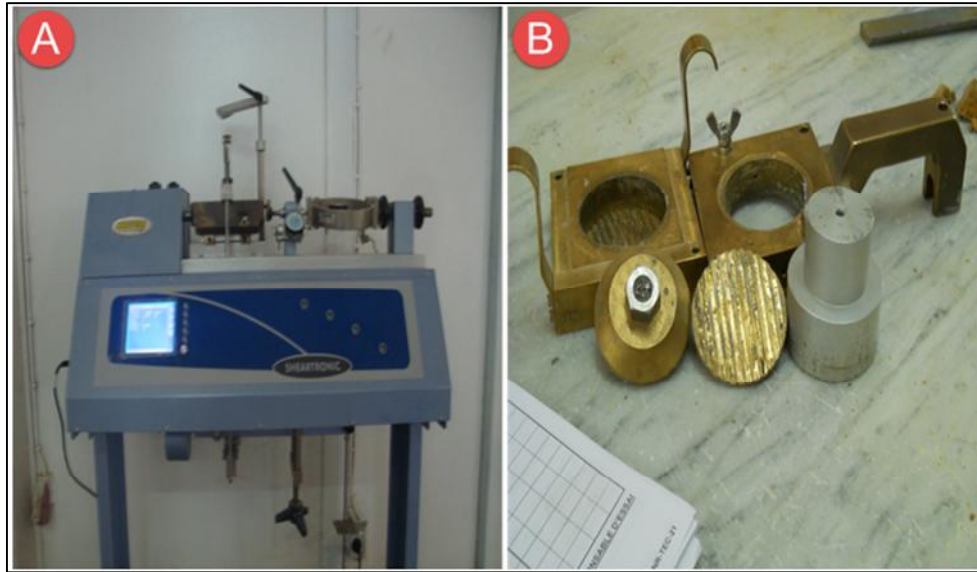


Figure III.16 : Appareil de cisaillement (a) et la boîte de cisaillement (b)

III.3.7.1 Mode Opératoire

- Tailler les éprouvettes de telle façon que les dimensions de la section droite de L'éprouvette soient ajustées aux milieux à celles de la boîte
- Peser l'échantillon et mesurer sa hauteur.
- Placer une plaque drainante (pierre poreuse) dans le fond de la demi-coquille inférieure.
- Introduire l'éprouvette dans les deux demi-bottes solidarisées.
- L'éprouvette est calée dans la boîte de telle que le plan de glissement la Partage en deux parties sensiblement égales, voir le cisaillement aussi de l'échantillon.
- L'essai comporte le cisaillement d'au moins trois éprouvettes de mêmes dimensions, préparées dans les mêmes conditions, cisillées à la même vitesse mais soumises à des efforts verticaux différents (1 Bar, 2Bar, 3Bar).

III.3.8 Essai Oedométrique (Norme XP- P -94-090-1)

- **Oedomètre** : appareil permettant de charge axialement une éprouvette de forme cylindrique placée dans un cylindre rigide (à déformation transversale nulle) et de mesurer sa variation ΔH de hauteur H . les faces supérieure et inférieure de l'éprouvette, qui est généralement submergée, sont en contact avec des disques drainants.
- **Déformation axiale $\Delta H/H$** : déformation qui se produit lorsqu'une contrainte axiale σ est appliquée à une éprouvette de matériau fretté latéralement.
- **Courbe oedométrique** : représentation du diagramme donnant l'indice des vides (e) de l'éprouvette soumise à essai à la fin de chaque palier de consolidation, en fonction de la contrainte effective ($\sigma'v$) égale à la contrainte totale (σv) qui lui est appliquée début d'essai. La durée du palier est telle que la pression interstitielle est nulle dans l'éprouvette à la fin de la consolidation. Une représentation dans un système de coordonnées semi-logarithmique est généralement choisie : $e = f(\log \sigma'v)$.
- **Courbe de consolidation** : variation de hauteur (tassement) s de l'éprouvette en fonction du temps t sous l'effet d'une contrainte appliquée au début de l'essai σv et maintenue constante. Les représentations choisies sont soit en fonction du logarithme du temps soit en fonction de la racine carrée du temps.

La manipulation a pour but de déterminer les caractéristiques de compressibilité d'un sol qui permettent d'estimer le tassement d'un massif de sol, par exemple sous une fondation superficielle.

III.3.8.1 Principe de l'essai

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide de section circulaire entre deux pierres poreuses assurant son drainage. Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai la charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissant et décroissants suivant un programme défini, les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge. On peut établir des courbes de compressibilité (indice des vides en fonction de la contrainte) et de consolidation (variation relative de tassement en fonction du logarithme du temps) (Figure III.17).



Figure III.17 : Cellule Oedométrique (a) et appareil oedométrique (b)

III.3.9 Gonflement libre

III.3.9.1 Mode opératoire

Dans la méthode du gonflement libre suivi d'une consolidation (ASTM D 4546-96 méthode A) : l'échantillon est d'abord soumis au processus d'imbibition sous condition de gonflement libre avec une contrainte correspondant à la pression du piston, d'environ 1.5 kPa. Les déformations verticales (ΔH) sont mesurées jusqu'à la stabilisation. La déformation maximale obtenue, rapporté à la hauteur initiale, correspond au potentiel de gonflement du sol.

Une fois la déformation stabilisée, la consolidation est suivie par le chargement par palies, de manier progressive.

La pression de gonflement à la charge qu'il est nécessaire d'applique pour ramener l'éprouvette à sa hauteur initiale.

On détermine le taux de gonflement qui définit comme le pourcentage d'augmentation de hauteur par rapport à la hauteur initial pour tracer la courbe de variation de gonflement par le temps.

$$G(\%) = \frac{\Delta H}{H_i} \times 100 \quad (\text{III. 8})$$

ΔH : L'augmentation de l'épaisseur dans un moment donné.

H_i : L'épaisseur initiale de l'échantillon.

III.3.10 Essai au carbonate (CaCO_3)

Carbonate de calcium s'accumule généralement dans les sols qui se sont formés sous des climats arides ou semi-arides, on peut trouver dans les sols dérivés de calcaire dans toutes les zones climatiques. Ces accumulations peuvent être diffuses dans tout le profil du sol, ou bien être concentrées dans un horizon continu (caliche ou croute calcaire) de dureté variable et à diverses profondeurs au-dessous de la surface. La quantité de carbonate, sa forme et sa distribution dans le profil, la profondeur des horizons riches en calcaires sont autant d'éléments déterminants pour juger de l'aptitude d'un sol calcaire à l'agriculture irriguée.

L'essai consiste à déterminer le volume de dioxyde de carbone (CO_2) dégagé sous l'action d'acide chlorhydrique en excès (avec des conditions de températures et pression atmosphériques connues) par un échantillon préparé pour l'essai.

La détermination se fait par dissolution du carbonate de calcium (CaCO_3) contenu dans le sol avec l'acide chlorhydrique. L'acide étant en excès dans la réaction, le volume de gaz carbonique (CO_2) dégagé est proportionnel à la quantité de CaCO_3 contenu dans l'échantillon.

III.3.10.1 Mode opératoire

Peser 1g d'échantillon (celui qui a passé à travers le tamis 0,5mm) après mètre l'échantillon dans une tare et on lui ajoute la solution (acide chlorhydrique+l'eau distillé), on agite jusqu'à la stabilité de la solution qui consiste l'eau distillé et le sel Na Cl (Figure III.18).



Figure III.18 : Appareil calcimètre

III.3.11 Essai de l'analyse minéralogique

Analyse minéralogique par diffraction des rayons X (XRD) a été obtenue à l'aide d'un diffractomètre à avance D8 (Bruker) équipé d'une anode Co, d'un monochromateur et d'un détecteur rapide d'yeux Lynx.

Les données ont été acquises avec un pas de $0,01^\circ$ 2θ et 1s par pas. Les phases minérales ont été analysées à l'aide du logiciel Eva couplé à la base de données minéralogique ICDD-Pdf2 et des analyses quantitatives ont été obtenues en utilisant le logiciel TOPAS (Bruker) basé sur la méthode de Rietveld. L'échantillon de sol avant ou après le traitement de ciment à la fin de la période de durcissement a été lyophilisé et broyé à 80 μm avec un broyeur à boulets de tungstène planétaire de laboratoire. La charge frontale a été appliquée pour remplir le porte-échantillon pour analyse XRD et pour empêcher l'orientation préférentielle des particules d'argile, la poudre a été tamisée dans le porte-échantillon et la surface de l'échantillon non compactée a été coupée avec une lame de rasoir mince.

III.4 Procédures des essais après traitement au ciment

III.4.1 Essai de limite d'Atterberg après traitement

Afin de mesurer les limites de consistance des mélanges sol-ciment, la fraction naturelle du sol a été séchée à l'air (après le tamisage humide) et mélangée à différentes quantités de poudre de ciment anhydre pour d'atteindre 1 à 9% d'ajout de ciment comme pendant le traitement du sol. Après un malaxage mécanique pendant 20 min pour l'homogénéisation, de l'eau a été ajoutée en diverses quantités et le mélangeur a fonctionné pendant 5 à 7 min avant d'appliquer la méthode standardisée pour mesurer les limites d'Atterberg.

III.4.2 Essai a Bleu de méthylène après traitement

Le test au bleu de méthylène a également été réalisé en suivant la procédure détaillée dans la norme française NF P 94-68 (1998). Les matières premières ont été préalablement séchées à 105°C et broyées (ou désagrégées) à une taille de grain inférieure à 80 μm . Ensuite, les valeurs du bleu de méthylène ont été mesurées sur des sols broyés mélangés à de la poudre de ciment anhydre afin de simuler les 1 à 9% de ciment ajoutés pendant le traitement du sol.

III.4.3 Préparation des échantillons

Après excavation du sol, un test Proctor standard (selon la norme française NF P 94-93 - 1999) a été réalisé pour déterminer la densité optimale Proctor γ_{opt} et la teneur en eau optimale w_{opt} pour les sols bruts et les mélanges sol-ciment avec 1%, 3%, 5%, 7% et 9% de ciment. Les paramètres des essais de Proctor ont été utilisés pour préparer des échantillons pour un test de cisaillement direct, un test de gonflement libre, un test de gonflement libre suivi d'un test de retrait et des observations microscopiques.

Tout d'abord, une quantité requise de sols finement broyés à 80 μm après un séchage à 105 ° C pendant 24h, et diverses teneurs en ciment (1%, 3%, 5%, 7% et 9%) ont été soigneusement mélangées à sec pendant 10 min dans un mélangeur pâle pour obtenir une homogénéité satisfaisante. Ensuite, le mélange a été humidifié avec une certaine quantité d'eau distillée, afin d'atteindre W_{opt} déterminé par les tests de Proctor effectués sur chaque mélange ciment-sol.

Les mélanges ciment-sol humides ont été mélangés mécaniquement pendant 5 min par un malaxeur spécialisé (Figure III.19) (jusqu'à disparition de la poudre de ciment dans le mélange) avant d'être soumis à un compactage statique de 50 kN à une vitesse de déformation constante de 1 mm / min dans un moule cylindrique de diamètre et 20 mm de hauteur) (Figure III.19) . Les spécimens ont atteint la densité sèche maximale autorisée par la presse. Une fois les échantillons compactés, ils ont été coupés pour atteindre une hauteur de 20 mm et scellés et cirés pour permettre un durcissement de l'endogène de 28 jours avant le test.

Cette procédure a également été appliquée sur un sol sans ciment afin d'avoir une référence avec 0% de ciment. Trois séries des échantillons ont été préparé la première pour l'essai de gonflement libre- pression, la deuxième pour l'essai de gonflement libre suivi par l'essai de retrait, et la troisième série pour l'essai de cisaillement a différent dimension 60 mm de diamètre et de 21 mm de hauteur.

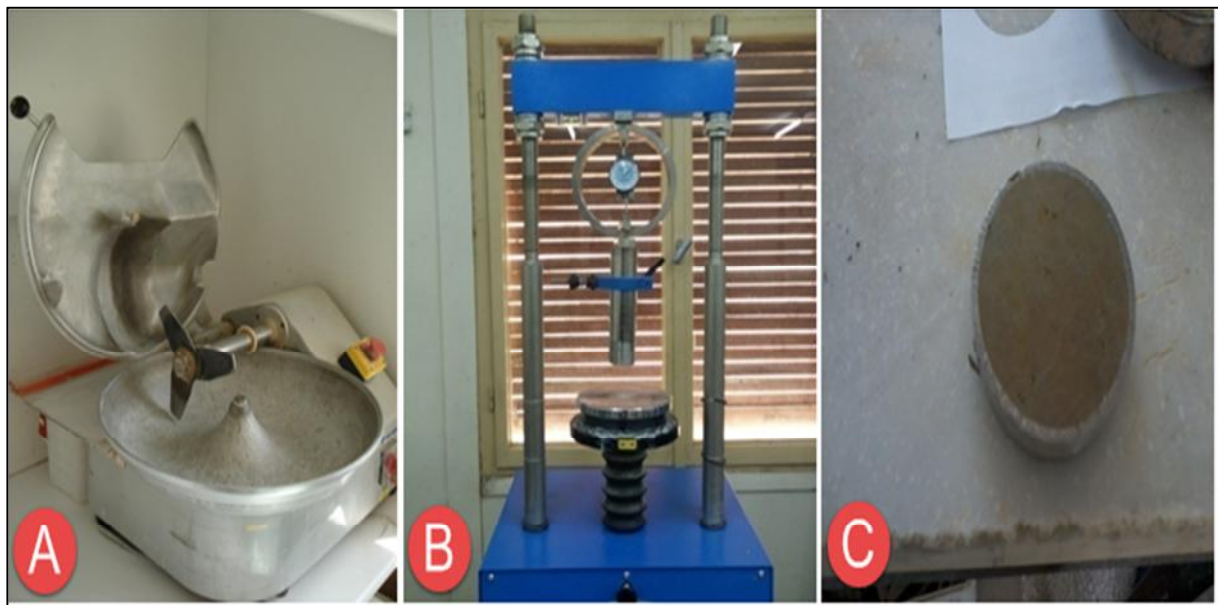


Figure III.19 : Malaxeur (a), presse statique (b) et cylindre Oedométrique (c).

III.4.4 Essai de cisaillement après traitement

Des essais de cisaillement ont été effectués sur des échantillons traités et non traités, en utilisant un appareil de cisaillement direct selon la norme française NF P 94-071-1 (1994).

Les échantillons ont été préparés de la même manière que pour les essais de gonflement dans un anneau de 60 mm de diamètre et de 21 mm de hauteur.

III.4.5 Essai de gonflement libre après traitement

Des essais de gonflement libre ont été effectués en trempant des spécimens compactés et traités au ciment dans des cellules oedométriques suivant la norme. Le changement de hauteur des échantillons a été surveillé pendant le mouillage jusqu'à la stabilisation après plusieurs jours, lorsque l'échantillon a atteint la teneur maximale en eau. Le potentiel de gonflement $G = \Delta H/H_0$ a ensuite été calculé (H et H_0 sont respectivement les hauteurs maximales et initiales de l'échantillon).

La réduction du gonflement final $\Delta G/G$ exprimée en pourcents est la différence entre le gonflement à l'eau et avec les pourcentages de ciment ajouté, rapportée au gonflement final en présence d'eau.

La réduction du gonflement en pourcents est donnée par la relation :

$$\frac{\Delta G}{G} = \frac{G_0(\%) - G_{ajout}(\%)}{G_0(\%)} \quad (III. 9)$$

G_0 : Gonflement de l'argile sans ajout.

G_{ajout} : Gonflement de l'argile + l'ajout à un certain pourcentage

La pression de gonflement P_g (%) a été déterminée en appliquant une charge croissante de l'échantillon gonflé, jusqu'à ce qu'il revienne à son volume initial. Ensuite, nous avons mesuré la pression de gonflement des échantillons stabilisés. La pression de gonflement est comparée à la pression de gonflement du sol non traité.

La réduction de la pression de gonflement, en pourcents, est donnée par la relation :

$$\frac{\Delta G}{G} = \frac{G_0(\%) - G_{ajout}(\%)}{G_0(\%)} \quad (III. 10)$$

P_0 : Pression de gonflement de l'argile sans ajout.

P_{ajout} : Pression de gonflement de l'argile + l'ajout à un certain pourcentage

III.4.6 L'essai de retrait

Les échantillons ont été soumis à un gonflement libre, suivi d'un retrait dans les conditions ambiantes.

L'essai de retrait permet de mesurer la déformation d'une éprouvette de sol lors de l'évaporation de sa phase liquide. On suit l'évolution simultanée de la masse de l'éprouvette (qui donne l'évolution de la teneur en eau) et de sa hauteur ou de son volume. L'essai de retrait linéaire fournit le volume stabilisé du sol sec et la teneur en eau pour laquelle il entre dans l'état de consistance dit « solide sans retrait ».

A la fin de l'essai de gonflement libre, on a remesuré la masse avec la bague et les dimensions (diamètre et hauteur) de chaque éprouvette et même le diamètre et la hauteur de la bague. Puis on a laissé les éprouvettes sécher à l'air libre. Enlever la bague dès qu'elle s'est désolidarisée de l'échantillon (peser la masse de la bague). Faire des pesées et des mesures de la taille de l'éprouvette (Diamètre et Hauteur) tout au long du séchage sur environ 10 jours pour atteindre la stabilisation.

Le dernier point est obtenu à l'étuve à 105°C et cela permet aussi de mesurer la masse sèche de l'échantillon puis on a réalisé une courbe de retrait en utilisant pour les valeurs de la teneur en eau W et de l'indice des vides e .

Ceci a permis de tracer la courbe de retrait et de calculer la déformation volumique totale de l'échantillon correspondant au changement de la teneur en eau de $W_{\max}$ (correspondant à l'état gonflé, le poids et le volume de l'échantillon) ont été surveillés pendant le séchage à l'air à zéro teneur en eau.

Comme les états limites dépendent de la constitution minéralogique du sol, l'état initial sert simplement à définir la part des variations de volume nécessaires pour atteindre les limites inférieure (retrait) et supérieure (gonflement maximal). Selon l'état initial et le sens de variation de la teneur en eau, on peut donc voir du retrait ou du gonflement mais la somme des déformations de retrait et gonflement est constante (Figure III.20).

Dans les pays tempérés, on s'intéresse d'abord au retrait. Dans les pays secs, on voit plutôt le gonflement. Mais dans les deux cas il faut revenir à l'état initial.

Le gonflement comme le retrait ne sont pas uniformes dans les massifs de sols et leur évolution dépend beaucoup de l'état hydrique du massif, alimenté par des pluies, la remontée ou abaissé par l'évaporation.

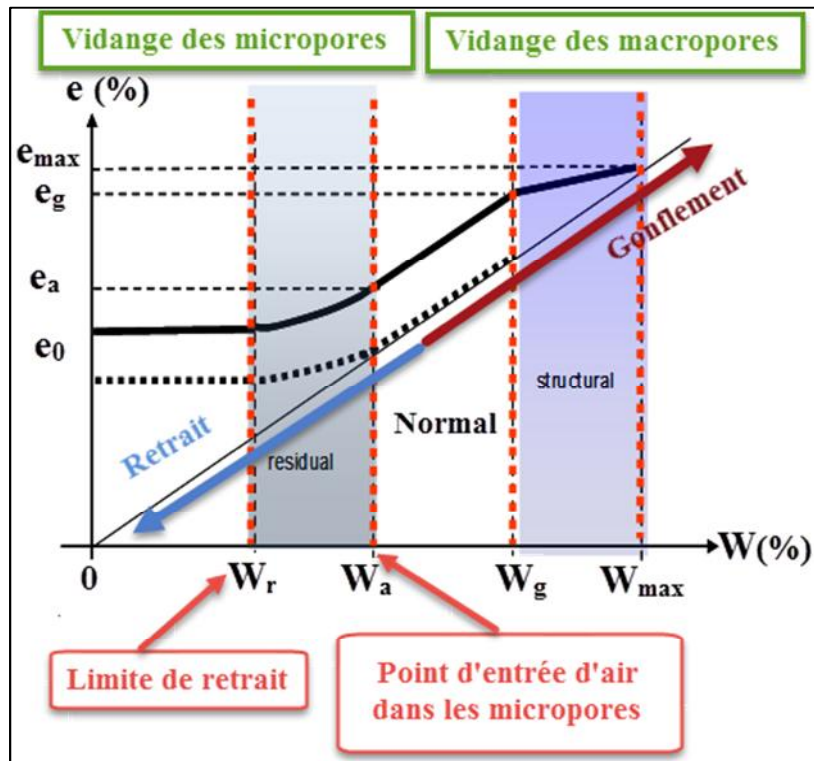


Figure III.20 : Variation d'indice de vide en fonction de teneur en eau pour l'essai de retrait

III.5 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les différents essais effectués dans cette étude à savoir les essais d'identification physique dont nous avons préféré donner une petite définition suivie de la même qui s'y rapporte, car ils sont bien cernés pour les géotechniciens. Par contre pour les essais les moins utilisés nous avons essayé de donner quelque détails concernant le principe puis la façon d'exécuté ces essai

La prise en compte de la fraction argileuse a toujours été une préoccupation importante en géotechnique comme le montre la nature des paramètres utilisés dans la classification de sol : valeur de bleu méthylène, les limites d'Atterberg, ainsi que l'essai de compressibilité et le gonflement libre.

CHAPITRE IV :
PRESENTATION ET
ANALYSE DES
RESULTATS D'ESSAIS

Chapitre IV :

Présentation et analyse des résultats et d'essais

IV.1 Introduction

Dans le but d'étudier l'influence de l'ajout de ciment sur l'amélioration des caractéristiques physique et mécanique, des sols ensuite leur stabilisation vis-à-vis du gonflement. On a tracé un protocole expérimental se basant sur les essais géotechniques standards et des techniques utilisées principalement dans la recherche.

Le programme expérimental de recherche a été réalisé dans quatre laboratoires différents, le premier est celui de la mécanique des sols du département de génie civil de l'université de Batna 2, le deuxième est le Laboratoire Nationale de l'Habitat et de la Construction unité de Batna (LNHC) et pour l'analyse au prosimètre à mercure et l'analyse au microscope électronique à balayage environnemental (MEBE) et diffraction au rayon X (DRX) au laboratoire de l'Institut Français des sciences et technologies des transports de l'aménagement et des réseaux (IFSTTAR) . L'analyse au microscope électronique à balayage (MEB) et l'analyse par dispersive en énergie de rayons X (EDAX) au laboratoire de recherche scientifique et technique en analyse physico-chimique d'Alger (CRAPC). A l'issue des résultats nous avons essayé de faire une analyse de l'influence du traitement par le ciment sur les caractéristiques physique, chimique et mécanique des différents sols.

Sachant que, le comportement du sol dépend donc de ses propriétés mais aussi de son état initial. Les essais de retrait et de gonflement ont été utilisés pour caractériser chacune de ces parties du comportement des sols. Les résultats des essais discutés dans ce chapitre illustrent de nombreux aspects du comportement mécanique, géotechnique et chimique des sols gonflants avant et après leur traitement au ciment. Une grande partie de ce chapitre sera consacrée à l'étude de l'influence des pourcentages de ciment sur les sols étudiées. Les résultats obtenus seront exploités pour prédire certains paramètres sur la stabilisation des sols gonflants par du ciment.

IV.2 Résultats et discussion

IV.2.1 Caractéristiques géotechniques et classification des sols témoins

Les courbes granulométriques de cinq sols (SB, SM, ST, SO, et STE) montrent que ces sols ont une fraction d'argile (% $< 2 \mu\text{m}$) de 31%, 53%, 62%, 30,1% et 56% respectivement, avec presque toutes les particules inférieures à 2 mm.

La fraction inférieure à $80 \mu\text{m}$ suit la même tendance que la fraction argileuse (70.8%, 82.5%, 95.1%, 89.30% et 90.55%) la teneur la plus élevée est obtenue dans le sol ST et la plus basse dans le sol SB (figure IV.1).

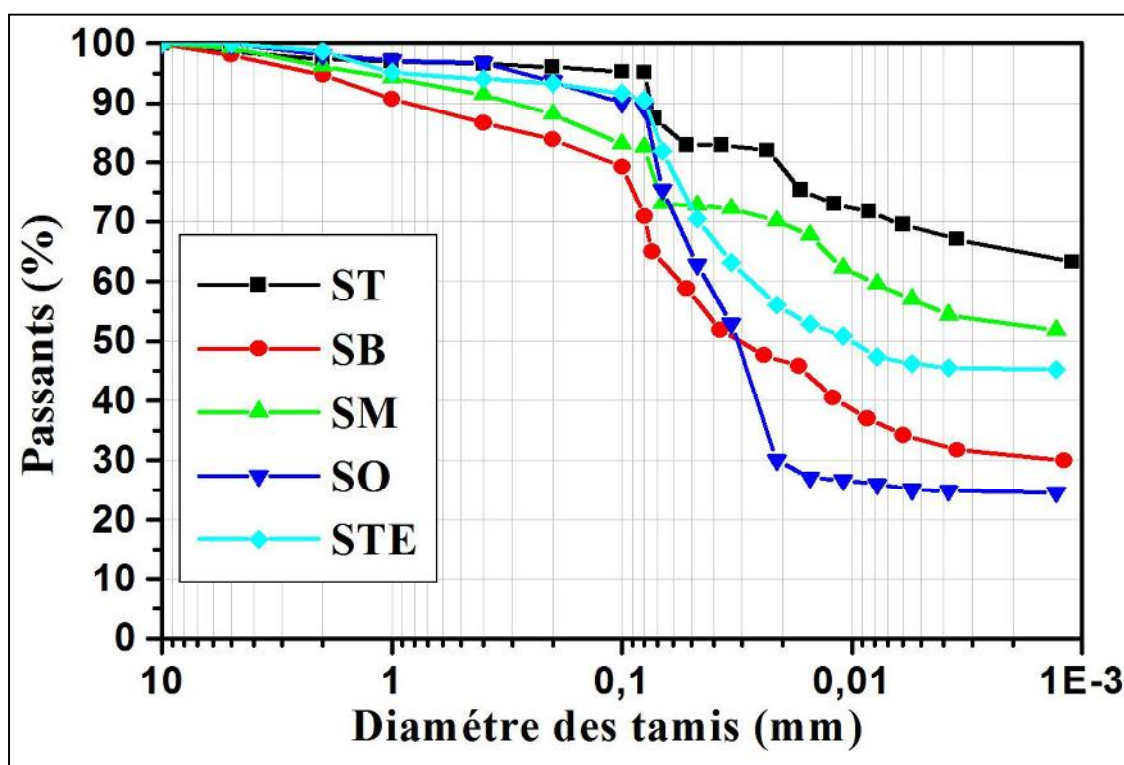


Figure IV.1 : Courbe granulométrique des cinq sols.

Les principales caractéristiques géotechniques et physiques des cinq Argiles (SB, SM, ST, SO et STE) étudié sont données dans les tableaux. IV.1 et IV.2.

L'ensemble de ces caractéristiques (granulométrie, teneur en eau, limites de plasticité-liquidité, valeur au bleu de méthylène, masse volumique l'optimum Proctor (figure IV.2) ont été déterminées à partir des différentes normes couramment utilisées pour caractériser un sol.

Tableau IV.1 : Caractéristiques physiques et géotechniques des sols naturels ($\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$).

Paramètre des sols témoins	Méthodes	SB	SM	ST	SO	STE
Teneur en eau naturel w_{nat} (%)	NF P94-050 (1995)	26.4	22.5	19.3	18.6	19.2
Densité sèche γ_d (kN/m ³)	NF P94-053 (2014)	14.9	16	16.6	16.2	16.6
Indice des vides e (cas intact)		0.81	0.69	0.62	0.66	0.62
Porosité n (%)		44.7	40.8	38.2	39.7	38.2
Densité Natural γ_h (kN/m ³)		18.8	19.6	19.8	19.2	19.8
Teneur en eau Optimale w_{opt} (%)	Standard Proctor test NF P94-093 (2014)	20.5	19.8	20.8	22.3	19.7
Densité sèche Maximale $\gamma_{d, \text{opt}}$ (kN/m ³)		16.2	16.6	16.8	16.5	17.1
Teneur en saturation de l'optimum Proctor w_{sat} (%)	Standard Proctor test NF P94-093 (2014)	24.6	23.2	22.4	23.5	18.2

Tableau IV.2 : Caractérisation géotechnique des cinq sols ($\gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$).

Paramètre des sols témoins	Méthodes	SB	SM	ST	SO	STE
Limite de liquidité W_L (%)	NF P94-051 (1993)	68.1	82.5	95.3	91.74	67.24
Limite de plasticité W_P (%)		26	32.7	36.6	24.77	17.04
Indice de plasticité I_P (%)		42.1	49.8	58.7	66.97	50.20
Limite de retrait W_r (%)		10.5	8.7	6	--	--
Indice de retrait I_R (%)		57.6	73.8	89.3	--	--
Fraction $\leq 2\text{mm}$ (%)	NF P94-056 (1996)	94.7	96.2	97.4	98.11	98.7
Fraction $\leq 80\mu\text{m}$ (%)		70.8	82.5	95.1	89.30	90.55
Fraction $\leq 2\mu\text{m}$ (%)	NF P94-057 (1992)	31	53	62	30,1	56
Activité de l'argile (A_c)	$A_c = PI / (\leq 2\mu\text{m})$	1.35	0.93	0.94	2.22	0.89
Valeur du bleu de méthylène V_{bs} (g/100g)	NF P 94-68 (1998)	10.5	13.5	15.3	12.66	9.66
Surface spécifique total SST (m ² /g)	$SST = 21 \times V_{bs}$	220	283	321	265.86	202.86
CaCO ₃ contenu (%)	NF P94-048 (1996)	58.0	30.0	29.0	42.0	18.5
Classification des sols gonflement (selon le potentiel de gonflement)	Bigot et Zerhouni (2000)	Fort	Fort	Fort	Fort	Fort
	Ranganatham et Satyanarayana (1965)	Fort	Très fort	Très fort	—	—
	BRE (1980)	Très fort	Très fort	Très fort	Très fort	Très fort
	Snethen(1980)	Très fort	Très fort	Très fort	Très fort	Très fort

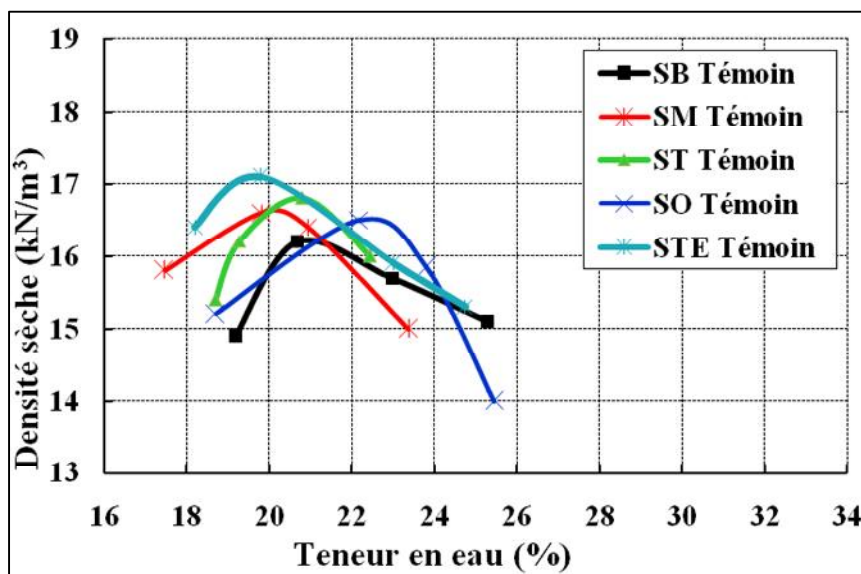


Figure : IV.2 : Courbes de compactage pour les cinq sols témoins.

Les variations de l'indice de plasticité et de la valeur du bleu de méthylène sont toutes corrélées de manière satisfaisante à la fraction argileuse, les valeurs les plus élevées étant pour le sol ST et la plus petite pour STE. Les sols SM, ST et STE ont une activité (A_c) similaire cette dernière indique une minéralogie argileuse comparable, tandis que les sols SB et SO présentent une activité plus élevée, possédant une faible teneur en argile. Pourtant, la teneur en carbonate suit une tendance inverse par rapport à celle de la fraction argileuse (Tableau IV.2).

Selon la classification française des sols à grains fins (NF P 11-300, 1992), les sols testés appartiennent à la sous-classe A4 ($I_p > 40$ ou $V_{bs} > 8$) avec la présence d'argiles ou d'argiles marneuses très plastiques. Pour classer la sensibilité du sol au phénomène de gonflement, les limites liquidité W_L et les indices de plasticité I_p de chaque sol ont été rapportés dans les classifications Dakshanamurthy et Raman (1973) et Chen (1988) superposées au diagramme de Casagrande comme suggéré par Khemissa et al (2014) (figure IV.3).

Les sols sont classés comme argiles hautement plastiques avec des potentiels de gonflement élevés à très élevés. Les résultats sont en accord avec les classifications des sols dans le tableau IV.2, où les sols SB, SM et STE ont un potentiel de gonflement élevé ou très élevé, tandis que les sols ST et SO ont un potentiel de gonflement très élevé. Cela est dû à la prédominance des minéraux de montmorillonite dans la fraction argileuse.

Même si la teneur en fraction argileuse augmente légèrement en comparant le SB (94.7%), le SM (96.2%) le ST (97.4%), le SO (98.11) et le STE (98.7) figure IV.1 et tableau IV.2 les échantillons des sols ont des teneurs en eau Proctor optimales (w_{opt}) similaires à 20% la densité sèche (γ_d , max) augmente légèrement de 16.2 kN/m³ (SB) à 16.8 kN/m³ (ST) et même pour (SM) 16.6 kN/m³ et (SO) 16.5 kN/m³ par contre une augmentation significative pour le sol STE (17.1 kN/m³), comme le montre tableau IV.2 et figure IV.2.

Le remoulage et le compactage effectués pour le test de Proctor ont apparemment effacé les différences entre les trois sols à l'état naturel, pour lesquels le rapport entre les quantités et les vides diminuait, tandis que γ_d et γ_h augmentaient. Le degré de saturation à l'optimum Proctor variait de 83% à 85.3%, 92.5%, 94.6, et 95,88 pour les sols SB, SM, ST, SO et STE respectivement.

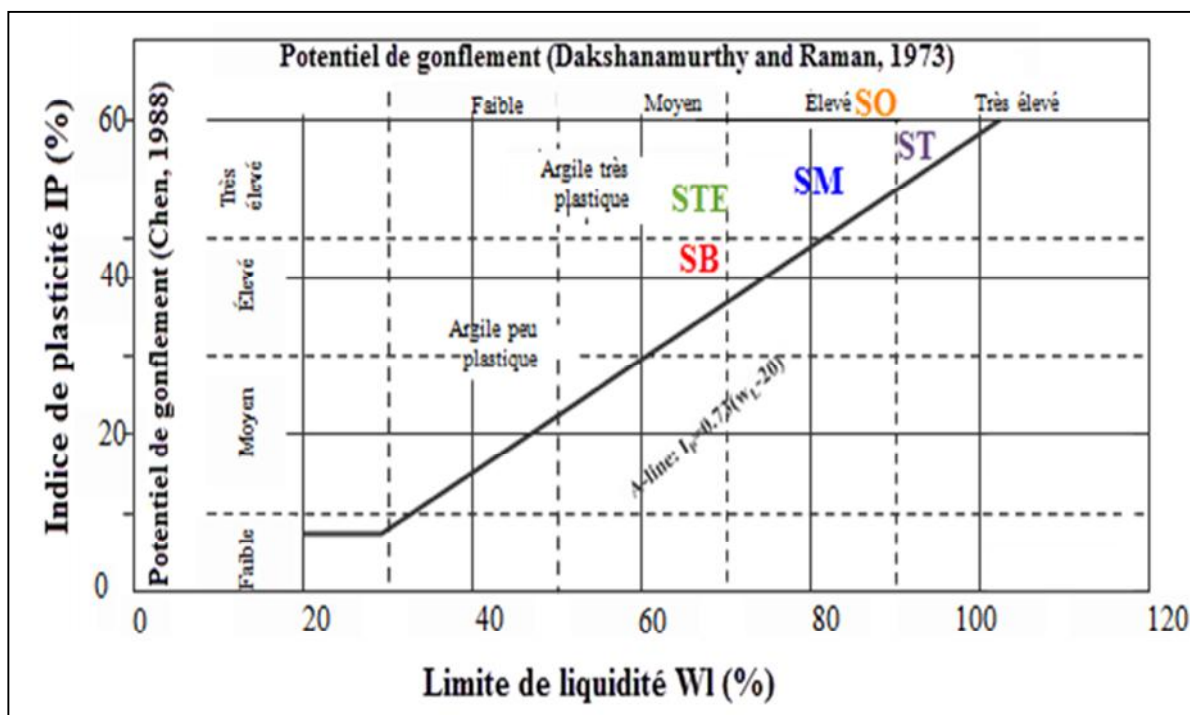


Figure IV.3 : Positions des sols témoins selon (Dakshanamurthy et Raman, 1973) et (Chen 1988).

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 C (% < 2 μ m) du sol et à l'activité corrigée du matériau A_{cor} on remarque que les différents sols sont classés comme des sols ont un potentiel de gonflement élevé à très élevé (Figure IV.4).

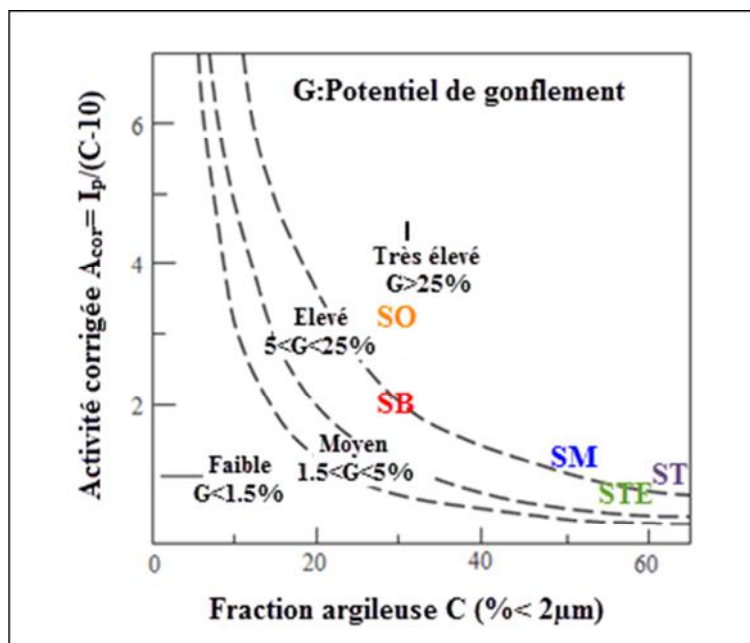


Figure IV.4 : Positions des sols témoins selon (Seed et al 1962).

L'abaque proposé par Williams et Donaldson (1980) (figure IV.5) permet d'apprécier le potentiel de gonflement en fonction de l'activité de la fraction argileuse C (% < 2 μ m) et de l'indice de plasticité I_p , le positionnement des cinq sols témoins (SB, SM, ST, SO et STE) dans cet abaque indique que ces sols possèdent un gonflement très élevé.

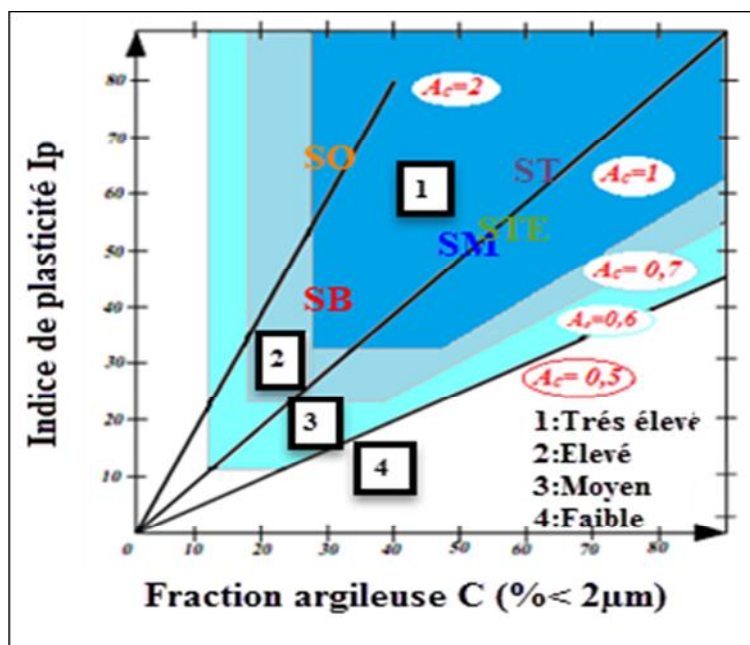


Figure IV.5 : Positions des sols témoins selon (Williams et Donaldson 1980).

IV.2.2 Caractéristiques mécaniques des sols témoin

L'objectif dans cette étude est de lier le comportement mécanique des matériaux traités au ciment à des mécanismes réactionnels physico-chimiques qui se déroulent entre le ciment et les minéraux argileux. Afin d'évaluer l'influence de la teneur en ciment, cinq dosages ont été considérés : 1, 3, 5, 7 et 9%.

Les essais de gonflement libre ont été réalisés sur l'ensemble des cinq sols niveaux d'argiles plastiques (SB, SM, ST, SO et STE) à l'état intact au laboratoire. Les résultats sont regroupés dans (Tableau IV.3). A titre d'exemple les courbes de gonflement libre des échantillons intacts des argiles plastiques sont données (figure IV.6).

De l'analyse des résultats des essais de gonflement libre il ressort les commentaires suivants :

Les courbes de cinétique de gonflement ont une forme classique, avec un gonflement primaire relativement rapide suivi d'un gonflement secondaire de faible amplitude par rapport au gonflement primaire (Parcevaux 1980, Alonso et al 1989). Il est donc acceptable de dire que l'essentiel du gonflement est réalisé à la fin du gonflement primaire. D'après Alonso et al (1989-1991), le gonflement primaire est lié au processus de diffusion ou de migration de l'eau dans les pores de l'éprouvette tandis que la phase de gonflement secondaire est liée à l'hydratation progressive des minéraux argileux qui correspond à un processus de cinétique lent.

Les résultats de l'analyse des potentiels de gonflement (Tableau IV.3) montrent que les taux de gonflement sont différents entre les cinq sols.

La comparaison des taux de gonflement des cinq niveaux d'argile plastique intacte met en évidence, pour une même teneur en eau d'origine, une sensibilité au gonflement beaucoup moins importante pour le sol SB. La sensibilité la plus forte enregistrée pour le sol ST est en accord avec la nature minéralogique et les caractéristiques géotechniques en argiles gonflantes, en particules fins et plasticité plus élevés pour le sol ST que pour les quatre autres sols

La sensibilité au gonflement, à teneur en eau de départ voisine, est pour chaque matériau étudié plus importante pour les matériaux intacts, le taux de gonflement de sol SB est 15.65%, de sol SM est 19.08%, de sol SO 19.83%, de sol STE 22.68% et pour le sol ST 24.06%.

Les résultats de pression de gonflements obtenus sur les différents sols témoin sont regroupés dans le tableau IV.3. On remarque que le sol ST a une pression de gonflement très élevé de 920 kPa par rapport aux autres sols. D'après résultats des essais de cisaillements la cohésion (c) et l'angle de frottement (ϕ) (Tableau IV.3) pour les sols témoins on peut classer les sols étudiés comme des argiles plastique et raide. Les valeurs de coefficient de gonflement C_g sont supérieures à 4 qui indiquent que les sols étudiés sont des sols gonflants.

Tableau IV.3 : Caractérisation Mécanique des cinq sols.

Paramètre mécanique des sols témoins	Méthodes	SB	SM	ST	SO	STE
Angle de frottement ϕ (°)	NF P 94-071-1 (1994).	12.05	10.12	7.89	8.59	15.00
Cohésion C (kPa)		184	163	204	223	189
Coefficient de gonflement C_s (%)	XP P 94-090-1 (1997)	5.58	7.75	9.85	7.16	6.83
Indice de compression C_c (%)		38.62	29.53	38.62	20.44	21.01
Pression de pré-consolidation σ'_p (kPa)		275	208	275	124	231
Déformation $\Delta H/H$ (%)	Gonflement libre	15.65	19.08	24.06	19.83	22.68
Pression de gonflement P_g (kPa)		425	698	920	630	580

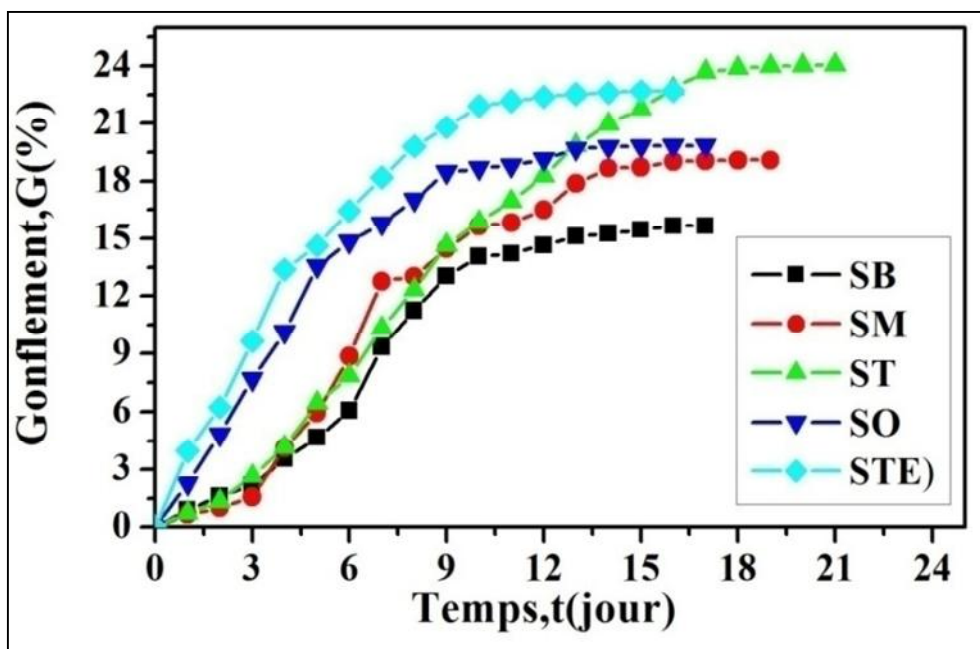


Figure IV.6 : Variation de gonflement G en fonction du temps.

IV.2.3 Analyse minéralogique des sols témoins

L'analyse de diffraction aux rayons X pour les cinq sols témoins (SB, SM, ST, SO et STE) indique que les principaux minéraux détectés sont la montmorillonite ($\text{Al}_2\text{Mg}_x\text{Si}_4(\text{O}_{10})(\text{OH})_2(\text{Na},0.5\text{Ca},\text{K}\dots)_x$), quartz (SiO_2) et kaolinite $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$.

Les sols testés présentaient des similitudes avec les sols argileux étudiés par Khemissa et al (2017). On constate aussi la présence de calcite CaCO_3 et gypse ($\text{CaSO}_4,2\text{H}_2\text{O}$) figures (IV.7, IV.8, IV.9, IV.10 et IV.11).

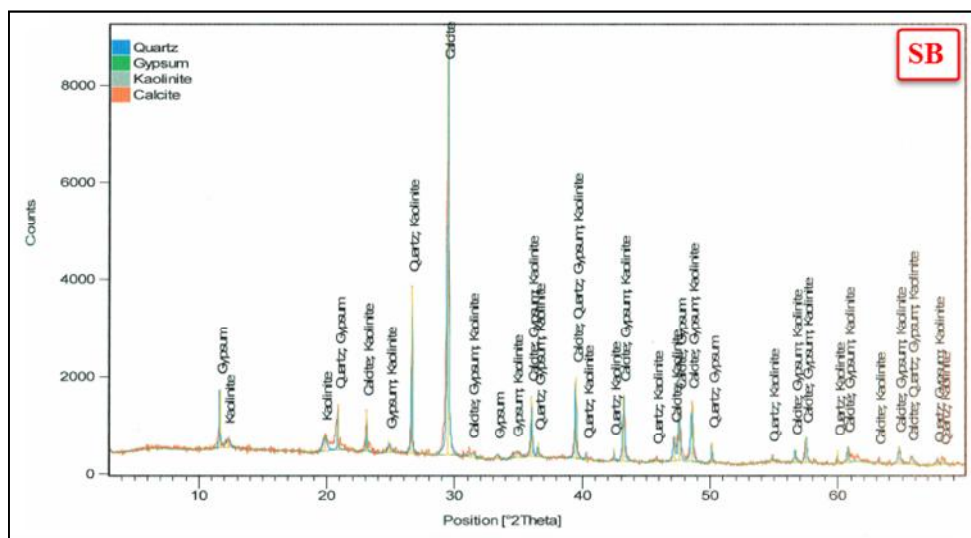


Figure IV.7 : Schémas de diffraction aux rayons X sur du sol non traité SB.

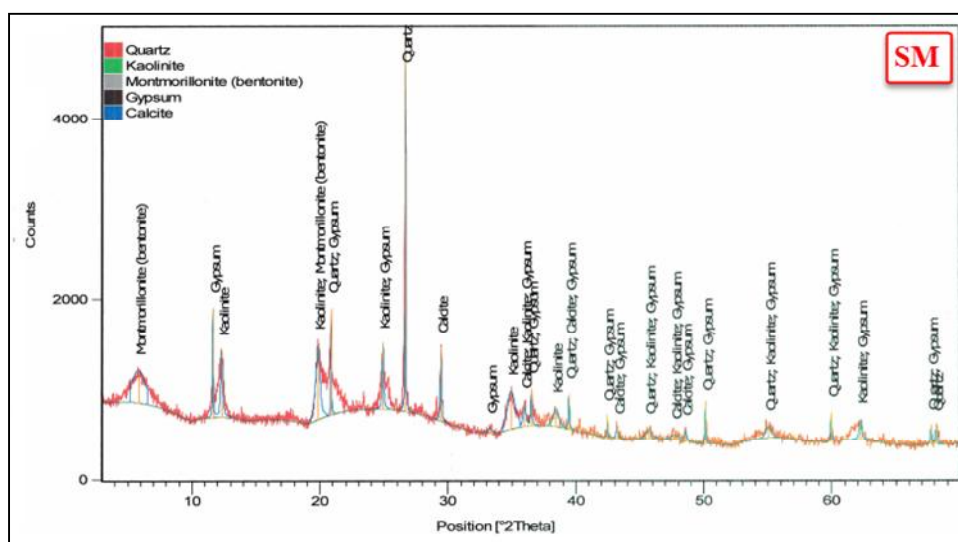


Figure IV.8 : Schémas de diffraction aux rayons X sur du sol non traité SM.

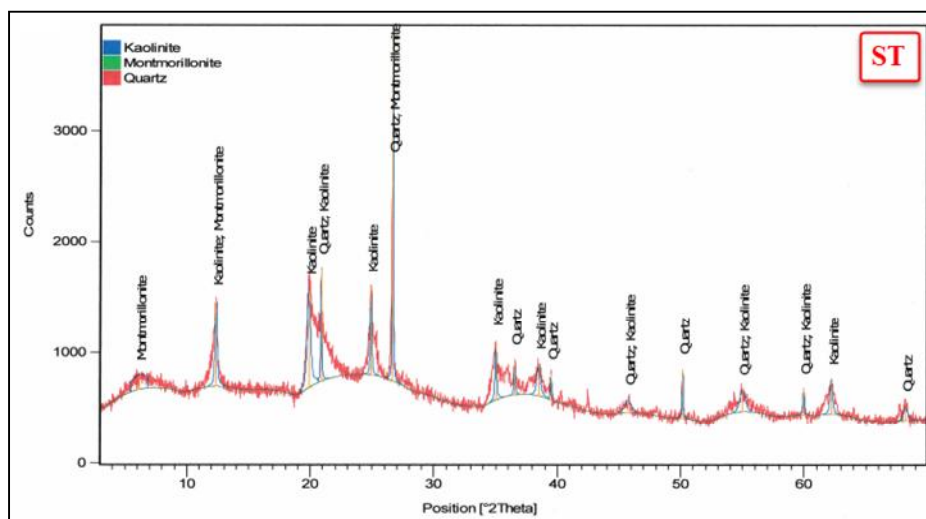


Figure IV.9 : Schémas de diffraction aux rayons X sur du sol non traité ST.

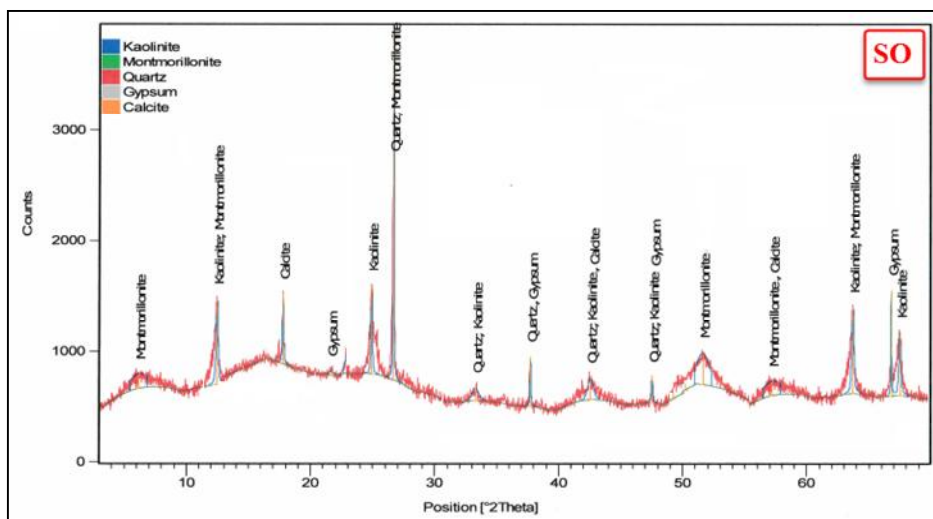


Figure IV.10 : Schémas de diffraction aux rayons X sur du sol non traité SO.

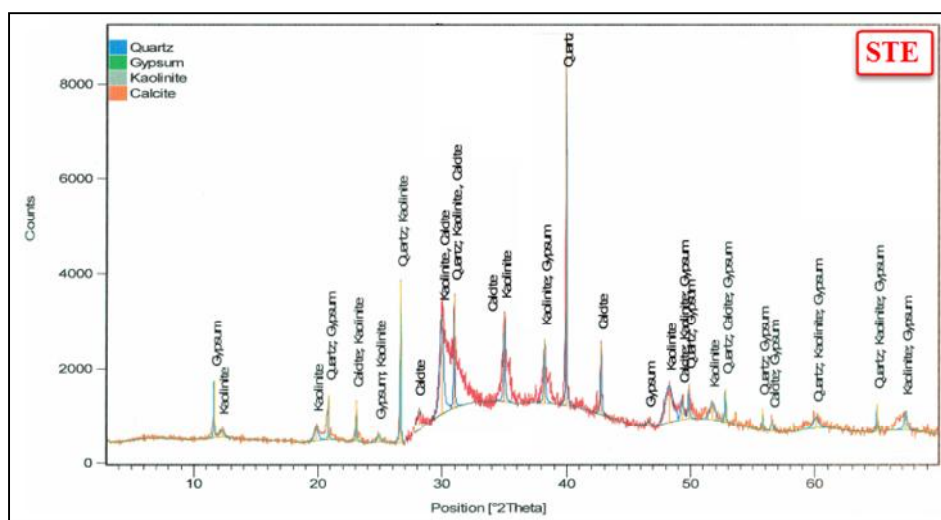


Figure IV.11 : Schémas de diffraction aux rayons X sur du sol non traité STE.

IV.3 Effet du traitement au ciment sur la valeur bleue du méthylène et les limites d'Atterberg

L'objectif du test au bleu de méthylène est d'identifier la réactivité de la fraction argileuse contenue dans le sol, en mesurant sa capacité à absorber les molécules de bleu de méthylène. Compte tenu de sa charge positive, la molécule de bleu de méthylène est attirée par les surfaces d'argile chargées négativement de manière permanente.

Le changement de la charge de surface de l'argile ou de l'accessibilité de la surface à la molécule de bleu de méthylène a une incidence sur la valeur du bleu de méthylène (Vbs).

Même, si le sol testé n'est pas préalablement traité et compacté (ce qui empêche le sol de durcir), le test au bleu de méthylène appliqué sur une suspension diluée de ciment et du sol aide à comprendre ce qui se passe dans les sols traités au ciment.

Les résultats de Vbs mesurés sur un sol non traité et les mélanges sol-ciment avec différentes teneurs en ciment sont montrés sur la figure IV.12. Les valeurs de Vbs varient inversement au pourcentage de ciment dans le mélange. Les valeurs de Vbs diminuent de (80% -85%) pour les sols SO et SB (entre le sol non traité et le mélange sol-ciment avec 9% de ciment) et alors que ce taux était d'environ 70% pour les sols ST, SM et STE, en ce qui concerne Vbs.

Le changement des limites d'Atterberg après ajout de ciment n'a mis en évidence qu'un effet à court terme, sans effet de durcissement (apparition de produits hydratés). La limite d'Atterberg sur les sols non traités et sur les mélanges sol-ciment a démontré une diminution ou une augmentation régulière des Figures IV.12, IV.13 et IV.14.

Les limites plasticités des sols traités avec 9% de ciment ont augmenté d'environ 33% pour tous les sols et à part 53% pour le sol STE par rapport au sol non traité. Selon les résultats de la littérature (Al-Rawas et al, 2005, Horpibulsuk et al, 2010, Nelson et Miller, 1992), les limites de liquidités ainsi que les indice plasticités ont fortement diminués d'environ (26% et 61%) pour ST, (33% et 75%) pour le SM, du sol, de (37 et 80%) pour le SB du sol, (48% et 77%) pour SO et (33% et 63%) pour STE. L'effet du stabilisant est plus fort dans les sols SB et SO qui contiennent la fraction argileuse la plus basse (environ 30%) par rapport aux sols SM, ST et STE (environ 50% – 60%).

Ces caractéristiques aident à expliquer comment l'addition de ciment contribue à stabiliser les sols expansifs. La diminution de la surface le long de laquelle les molécules de bleu de méthylène peuvent s'adsorber (responsable de la diminution de Vbs) devrait induire une diminution du potentiel de gonflement. Cependant, le test au bleu de méthylène est

appliqué sur une suspension diluée de sol et de ciment, tandis que le traitement du ciment concerne un échantillon compacté avec une teneur en eau plus faible, avec une microstructure spécifique et une phase de durcissement qui conduit au développement de nouvelles phases minérales.

Le test au bleu de méthylène ainsi que les limites d'Atterberg illustrent l'effet à court terme du ciment sur les minéraux du sol. Tout d'abord, l'ajout de ciment augmente le pH du sol jusqu'à une plage de pH alcaline. Cette augmentation est compensée par la consommation d' OH^- , utile pour dissoudre les particules du sol et déclencher les réactions pouzzolaniques à long terme dans les sols compactés ou dans les ciments contenant des scories de haut fourneau.

Les particules du sol (en particulier les argiles) en milieu alcalin acquièrent une surface plus chargée négativement, en particulier sur leurs bords, ce qui entraîne une adsorption plus élevée des molécules bleu de méthylène et une augmentation de Vbs. Cet effet est négligé si l'on considère la faible quantité de surfaces de bord par rapport à la surface basale chargée négativement permanente. L'effet du pH alcalin sur l'agrégation des molécules de bleu de méthylène est également négligé. En effet, une plus grande quantité d'agrégats adsorbés (de type H) peut être observée sur certaines argiles bleu de méthylène (Chen 2016).

D'autre part, le ciment CEM II, avec plus de 65% de clinker, a libéré des cations Ca^{2+} pendant l'hydratation, comme observé avec une addition de chaux. Cependant, l'effet ciment est considéré comme plus faible que l'effet de chaux (Okay et Dias, 2010).

L'adsorption de Ca^{2+} par les argiles gonflantes a eu lieu par échange de cations dans l'espace inter-couche d'argile, ce qui a entraîné l'effondrement de la structure argileuse et la diminution du potentiel de gonflement de l'argile (Konan, 2006). Ainsi, une diminution de l'adsorption de MB ainsi que du Vbs est attendue.

Dans un sol compacté traité au ciment, la teneur en eau plus faible (par rapport à la condition imposée dans le test au bleu de méthylène) ralentit la mobilité du Ca^{2+} et son échange sur la surface de l'argile. Ceci réduit l'effet Ca^{2+} sur le sol, renforcé par la compétition locale entre l'adsorption de Ca^{2+} par les argiles et la précipitation de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ou de silicate de calcium (ou C-S-H).

De plus, après traitement et durcissement, la diminution de Vbs devrait être renforcée par les changements de microstructure du sol dus à la formation de C-S-H. En effet, l'accessibilité des pores devient plus difficile, donc la surface accessible des minéraux par l'eau diminue.

Ce changement devrait également contribuer à la diminution de V_{bs} observée dans le sol traité après le durcissement.

Maintenant, le taux de diminution de V_{bs} observé sur la figure IV.12 a ralenti de 7% de ciment ajouté en particulier pour le SB du sol. Il indique une teneur en ciment optimale correspondant probablement à la saturation de la surface argileuse par les ions calcium apportés par le ciment. Cette quantité varie d'un sol à l'autre en fonction de sa capacité d'échange cationique ou CEC, liée à la minéralogie du sol.

L'addition de ciment supplémentaire ne pouvait plus modifier la charge de la particule ou la surface d'argile accessible à l'eau. Cette saturation était visible sur les courbes V_{bs} du sol SB qui atteignaient plus tôt la saturation par rapport au sol SM, ST, SO, STE en raison de sa teneur en montmorillonite inférieure (près de la moitié de celle des sols ST et SM).

D'un autre côté, les courbes I_p , W_L et W_p n'ont pas démontré de valeurs stables à haute teneur en ciment, même pour le sol SB. Une telle différence peut provenir du fait que V_{bs} est appliqué sur la suspension et des limites d'Atterberg sur la pâte ou le sol compacté pour la limite de retrait.

La limite d'Atterberg (en particulier W_p) a montré une légère stabilisation intermédiaire avant une nouvelle augmentation des 7% identifiés comme une teneur optimale en ciment

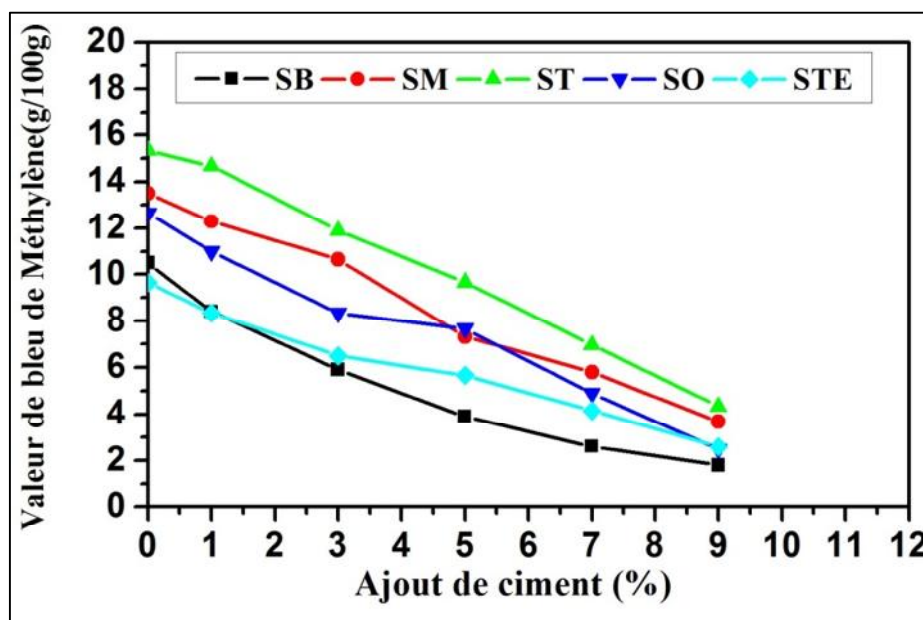


Figure IV.12 : Effet du ciment sur la valeur de bleu de méthylène

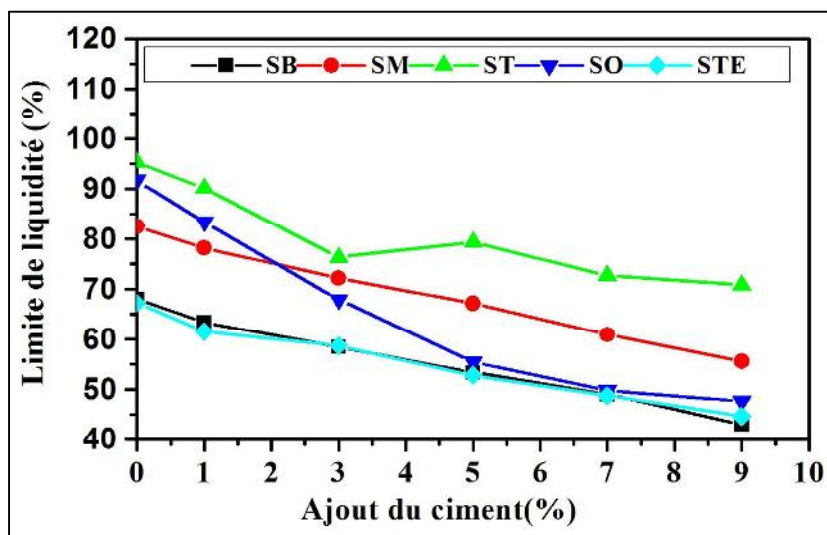


Figure IV.13 : Effet du ciment sur les limites de liquidités

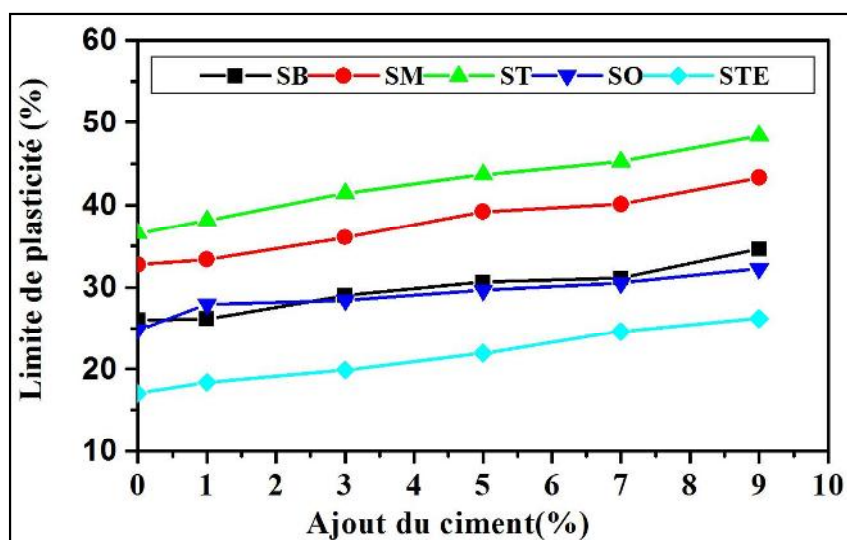


Figure IV.14 : Effet du ciment sur les limites de plasticité

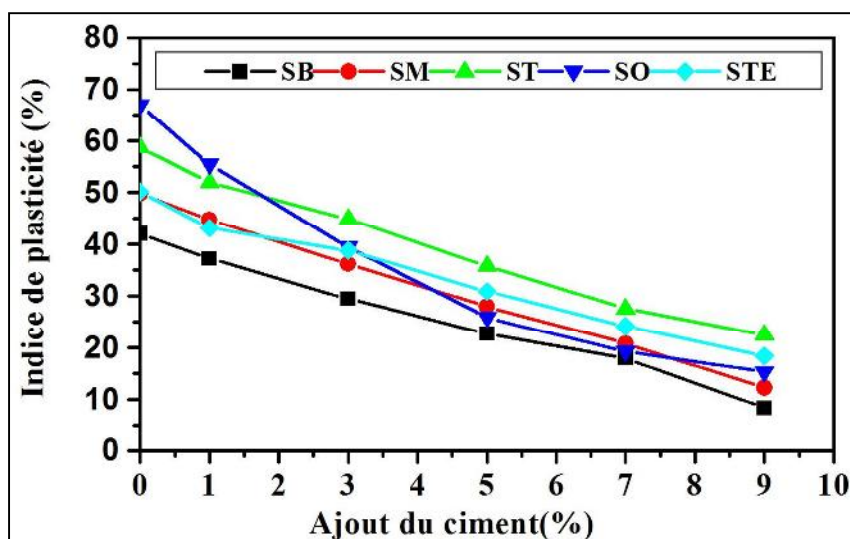


Figure IV.15 : Effet du ciment sur les indices de plasticité

Nous avons placé les cinq sols traités par différent pourcentage du ciment dans le diagramme de Gasagrand selon (Dakshanamurthy et Raman, 1973) et (Chen 1988), nous constatons que les cinq sols traités par 7% et 9% de ciment se répartissent dans la partie couvrant les argiles ayons un potentiel de gonflement faible a moyen (Figure IV.16).

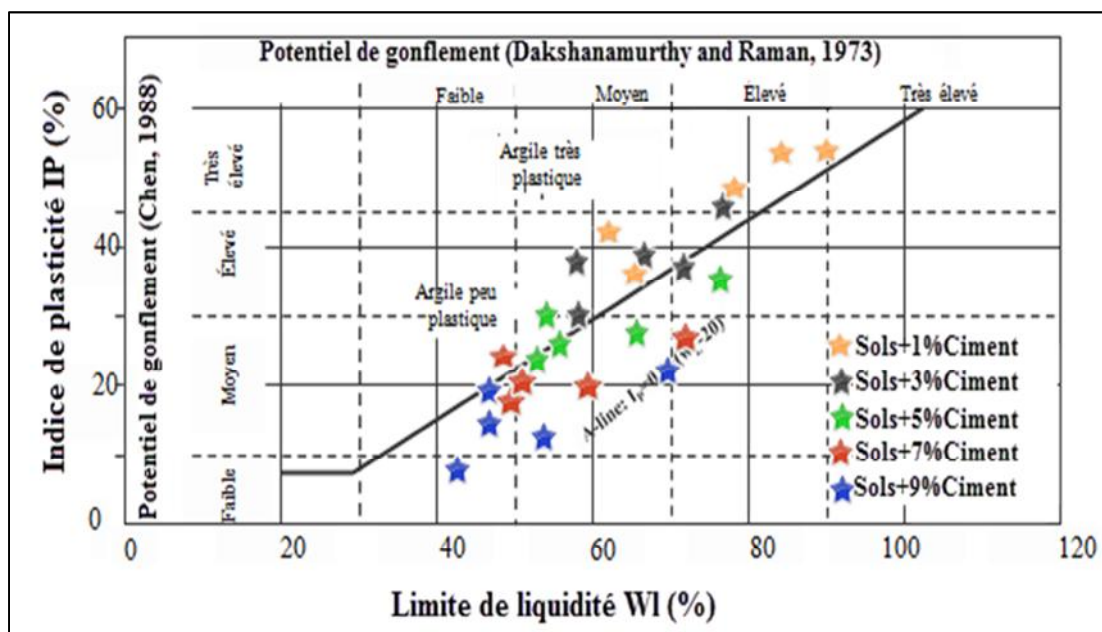


Figure IV.16 : Positions des sols traités à différents dosage du ciment selon (Dakshanamurthy et Raman, 1973) et (Chen 1988).

IV.4 Minéralogie et chimie des spécimens du sol après le traitement au ciment (SB, SM et ST)

L'analyse par diffraction des rayons X des trois sols (SB, SM et ST) sans traitement de ciment (Figure IV.17) indique que les principaux minéraux détectés sont la montmorillonite ($(Al_{2-x}Mg_x)Si_4(O_{10})(OH)_2(Na,0.5Ca,K...)_x$) (pic principal à $d = 10-14\text{\AA}$), calcite ($CaCO_3$ - pic principal à $3,03\text{\AA}$), quartz (SiO_2 - pic principal à $3,34\text{\AA}$) et kaolinite ($Al_2Si_2O_5(OH)_4$ - pic principal à $7\text{\AA}$). Les sols testés présentaient des similitudes avec les sols argileux étudiés par Khemissa et al (2017). Néanmoins, ces auteurs ont proposé seulement une semi-quantification basée sur la zone des pics XRD qui limite la comparaison avec nos résultats quantitatifs.

En effet, les zones de pic sur le diagramme XRD ne sont généralement pas corrélées à la quantité de la phase minérale, en particulier dans le cas des argiles. La quantification des phases en utilisant la méthode de Rietveld dans le tableau IV.4 fournit des données minéralogiques précises.

Le sol SB (avec I_p inférieur, V_{bs} et fraction argileuse) présente la plus grande quantité de calcite (49.7% qui est supérieure à 30% fixée comme seuil définissant la définition des marnes) et la plus faible quantité totale d'argile, tandis que SM et ST contiennent seulement

19.9 et 29.9% de calcite, respectivement. La présence de dolomite (MgCO_3 - pic principal à $d = 2.88 \text{ \AA}$) ainsi que de calcite dans les sols SM et ST est observée.

La proportion de quartz (phase bien cristallisée à l'origine du pic XRD avec la hauteur la plus élevée) est plus faible dans le sol SB (11.6%) alors qu'elle atteint 18-19% dans les sols SM et ST. La teneur en montmorillonite est presque deux fois plus grande entre le sol SB et les sols SM et ST. Les faibles valeurs du facteur Rwp (inférieures à 10 dans l'onglet 4) indiquent un bon niveau de confiance dans la quantification (Rwp est associé à la qualité de l'ajustement par la méthode de Rietveld).

Néanmoins, la quantité totale d'argiles calculée à partir de la quantification XRD est apparue inférieure à la fraction argileuse ($<2 \text{ }\mu\text{m}$) de l'essai de sédimentation surtout pour les sols SM et ST.

Il a suggéré que les particules fines autres que les argiles composaient la fraction inférieure à $2 \text{ }\mu\text{m}$. D'autres composants ont été détectés, y compris l'anatase (un oxyde de titane), des traces de feldspaths (albite et microcline) et de gypse ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ - pic principal à $d = 7.59 \text{ \AA}$). A un niveau élevé, le gypse est généralement considéré comme un agent déstabilisant de l'hydratation du ciment qui a un impact sur le traitement du sol et provoque l'abaissement de la performance finale du sol traité. Mais, le gypse est également généralement présent à un niveau inférieur en tant qu'additif dans la poudre de ciment afin de ralentir l'hydratation en favorisant l'apparition d'ettringite primaire.

Enfin, la présence d'une faible teneur (environ 1-7%) de minéraux d'argile illite / muscovite ($\text{Al}_{1.75}\text{R}_x \text{ Si}_{3.5} \text{ Al}_{0.5} (\text{O}_{10})(\text{OH})_2\text{K}_{0.75-1}$ (pic principal à $d = 10\text{\AA}$)) n'était pas clairement identifié sur le patron de poudre en raison de petits pics, mais il a été mis en évidence par un meilleur ajustement du motif DRX par la méthode de Rietveld (notamment le pic à $d = 4.47 \text{ \AA}$).

La faible quantité de K mesurée par EDX couplée à ESEM dans tableau V8 confirme la faible teneur en illite/muscovite. Globalement, les profils DRX des trois sols sont assez proches, de même que leur composition chimique (Tableau IV.4).

Les sols sont principalement composés de Al, Si Ca et Fe avec une faible teneur en Mg et Na, ce qui correspond aux composants principaux de l'argile et des feldspaths, ainsi qu'au quartz (pour Si). S et Ti ont également été détectés en raison de la présence de grosses particules de gypse (CaSO_4) observées par ESEM. Célestine (Ca, Sr) SO_4 a également été observée localement, ainsi que la présence d'oxydes de titane.

Après traitement au ciment (avec CEM II / A), la composition chimique montre une augmentation de la teneur en Ca avec la formation de produits hydratés (tels que CSH) ainsi

qu'une légère augmentation de gonflement G provenant de la présence de gypse dans les sols traitement, et de gypse ou de la formation d'ettringite après hydratation du ciment.

Le C-S-H ou l'ettringite ne sont pas clairement observés sur les diagrammes DRX en raison de leur état amorphe et / ou de leur faible teneur. De plus, la préparation de l'échantillon de sol avec un sol finement moulu (moins de $80\text{ }\mu\text{m}$) et son mélange intime avec de la poudre de ciment sèche avant l'ajout d'eau a également un impact sur le développement des phases CSH, comme démontré sur les sols traités à la chaux par Wang et al (2017).

Un effet similaire est attendu sur le sol traité au ciment étudié dans cette étude. En d'autres termes, la préparation de l'échantillon peut avoir un impact sur la réactivité du sol au contact du ciment, sur sa microstructure et sur le développement de C-S-H détectable.

Les mesures DRX dans le tableau IV.4 ont démontré que le gypse diminuait systématiquement après le traitement du ciment, probablement en raison de sa grande solubilité et de son incorporation dans les produits de ciment.

Globalement, les teneurs en (Si) et (Al) ont diminuées, comme le confirme une légère diminution de la fraction de quartz (sauf ST) et de la quantité totale d'argiles, en raison de l'effet de dilution lors de l'introduction du ciment.

La quantité d'autres éléments chimiques dans Tableau 5 est restée assez constant avant et après traitement, ce qui concorde avec les résultats de Khemissa et al (2017).

Après 28 jours, l'hydratation du ciment s'est produite et la carbonatation devrait être évitée par les conditions de durcissement dans des sacs hermétiques. Cependant, la teneur en carbone a augmenté pour chaque sol testé après traitement au ciment.

La teneur en carbone peut provenir des carbonates initialement présents dans les sols, mais aussi de la contamination par le CO_2 adsorbé en surface lors de l'analyse EDX ou de la carbonatation.

Les mesures de DRX (Figure IV.17) dans le tableau IV.4 semblent valider l'hypothèse d'une faible carbonatation du ciment, en raison d'une augmentation systématique de la teneur en calcite après le traitement du ciment. Enfin, des réactions pouzzolaniques peuvent également se produire en présence de ciment et d'argiles ou de silice amorphe (en d'autres termes en présence de source de Si disponible) mais ce phénomène se produit généralement à long terme (après 28 jours).

Cependant, le début des réactions pouzzolaniques explique que la teneur en argile diminue après traitement (parallèlement à l'effet de dilution par addition de ciment dans le sol). Le lent changement de minéralogie est renforcé par la réactivité lente de CEMII / A qui contient également du laitier de haut fourneau, activé par les phases de clinker dissoutes.

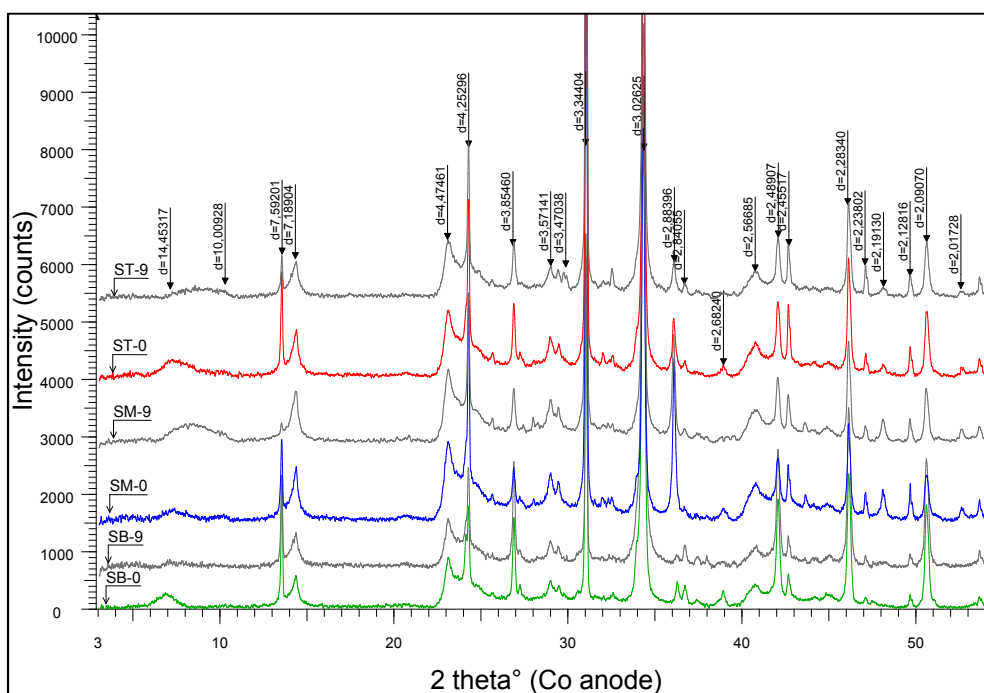


Figure IV.17 : Schémas de diffraction des rayons X sur des sols non traités (SB-0, SM-0 et ST-0) et sur des sols traités au ciment à 9% (SB-9, SM-9 et ST-9) après 28 jours de durcissement après compactage statique.

Tableau IV.4 : Composition minéralogique donnée par DRX sur les sols compactés non traités et les sols compactés traités au ciment à la fin des 28 jours de durcissement. La cristallinité représente le rapport entre la surface du pic DRX liée aux phases cristallisées et la surface sous la ligne de base.

Minéraux	SB-0%	SB- 9%	SM-0%	SM-9%	ST-0%	ST-9%
Quartz (%)	.	10.5	19.1	18.5	18.7	21.2
Calcite (%)	49.7	57	19.9	25.8	29.2	29.7
Dolomite (%)	--	--	5.06	7.51	3.54	2.86
Gypse (%)	4.4	3.48	3.99	1.96	2.43	1.69
Albite (%)	0.65	0.51	1.35	0.53	1.88	2.31
Microcline (%)	1.56	0.74	2.78	1.42	2.04	1.30
Anatase (%)	1.52	0.9	1.95	1.37	1.60	1.55
Kaolinite (%)	14.3	14.9	19.4	11.8	13.2	11.9
Muscovite/illite (%)	2.54	1.67	6.28	5.15	5.23	5.68
Montmorillonite (%)	13.6	10.7	20.2	25.9	22.3	21.7
Quantité totale d'argiles	30,4	27,3	45,9	42,85	40,7	39,3
≤ 2µm fraction (%) *	31	--	53	--	62	--
Cristallinité (%)	74.2	73	70.3	71.3	75.2	73.3
Rwp	5.33	5.05	4.97	4.45	4.94	4.48

Tableau IV.5 : Composition chimique (semi-quantification) par EDX couplée à des observations ESEM sur des surfaces fraîchement fracturées de sols compactés non traités et de sols compactés traités au ciment à la fin des 28 jours de durcissement.

Atomique % (EDX)	SB-0%	SB- 9%	SM-0%	SM-9%	ST-0%	ST-9%
C	12.25	14.74	8.4	9.15	10.78	13.10
O	67.66	66.32	70.72	70.49	68.2	67.3
Na	0.24	0.19	0.3	0.21	0.24	0.31
Mg	0.57	0.52	0.58	0.65	0.72	0.72
Al	4.33	3.53	5.61	4.98	4.85	3.99
Si	8.84	7.2	10.13	9.36	10.21	8.43
S	0.17	0.53	0.2	0.45	0.22	0.41
K	0.63	0.28	0.54	0.35	0.44	0.36
Ca	4.15	5.85	2.14	3.27	2.99	4.33
Ti	0.1	0.11	0.18	0.12	0.18	0.12
Fe	1.05	0.73	1.2	0.98	1.16	0.91

IV.5 Effet du traitement au ciment sur les caractéristiques optimales du Proctor

L'essai standard Proctor a été réalisé selon la procédure standardisée sur des sols intacts (tamisés à 20 mm et séchés à 40 ° C maximum) et sur tous les mélanges sol-ciment (avec 1%, 3%, 5%, 7% et 9%) teneur en ciment). Les poids unitaires secs ont été déterminés immédiatement après le compactage à chaque teneur en eau (sans période de durcissement), de manière à dessiner les courbes de Proctor présentées sur les figures (IV.18, IV.19, IV.20, IV.21, et IV.22).

Les sols non traités SB, SM, ST, SO et STE ont respectivement atteint des densités sèches maximales de 16.2 kN/m³, 16.6 kN/m³, 16.8 kN/m³, 16.5 kN/m³ et 17.1 kN/m³ (voir Tableau IV.2), avec des teneurs en eau optimales de 20.5%, 19.8%, 20.8%, 22.3% et 19.7% respectivement. Après traitement, les sols SB, SM, ST, SO et STE ont montré des changements similaires avec une chute de leurs densités sèches maximales jusqu'à 14,3kN/m³, 15.1 kN/m³, 14.7 kN/m³, 14.90 kN/m³ et 14.30 kN/m³ respectivement, et une augmentation de leurs teneurs optimales en eau. Jusqu'à 28.82%, 27%, 29.09%, 28.50% et 30.64% (figures IV.23et IV.24).

L'optimum Proctor des échantillons traités au ciment semble conserver le même état de saturation, quelle que soit la proportion de ciment. Cette caractéristique est typique des mélanges sol-ciment (Okyay et al, 2010, Horpibulsuk et al, 2010) ou du mélange sol-chaux

(Di Sante et al, 2014 ; Osinubi, 1998). Khemissa et al (2017) ont également démontré que la densité sèche maximale ainsi que la teneur en eau optimale diminuent légèrement de façon irrégulière avec l'ajout de ciment (de 19.4 à 16.8% et de 16.2 à 15.1 kN/m³ pour 0 à 12% de ciment CEM ajouté II B respectivement).

L'incorporation de ciment dans le sol entraîne d'abord une agrégation rapide des particules de sol à cause de la libération de Ca²⁺. Cette agrégation explique également la diminution de V_{bs} précédemment observée. Néanmoins, l'effet de l'addition de ciment reste inférieur à celui de l'ajout de chaux (Lemaire et al, 2013).

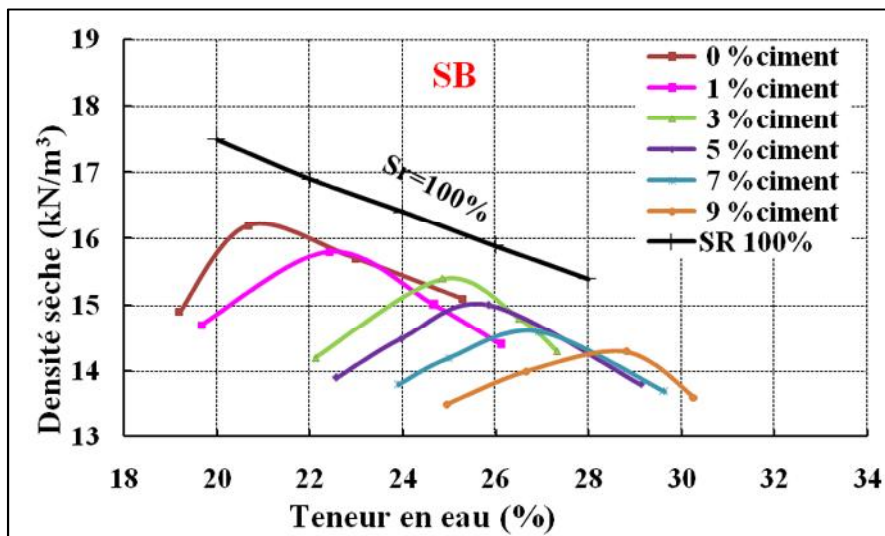


Figure IV.18 : Effet du ciment sur l'optimum Proctor de sol SB

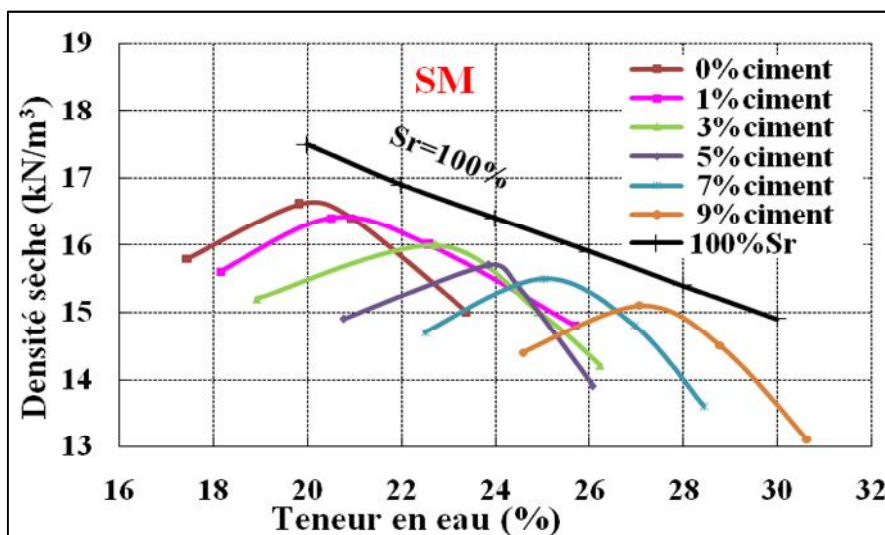


Figure IV.19 : Effet du ciment sur l'optimum Proctor de sol SM

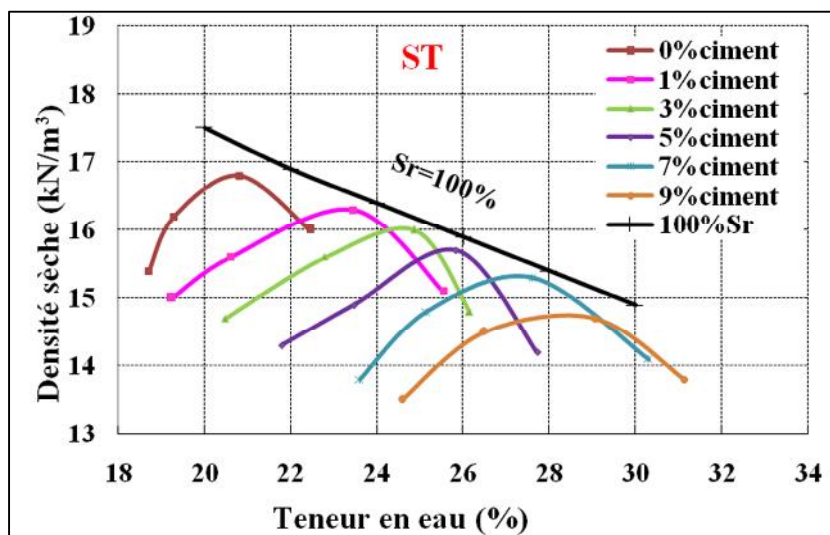


Figure IV.20 : Effet du ciment sur l'optimum Proctor de sol ST

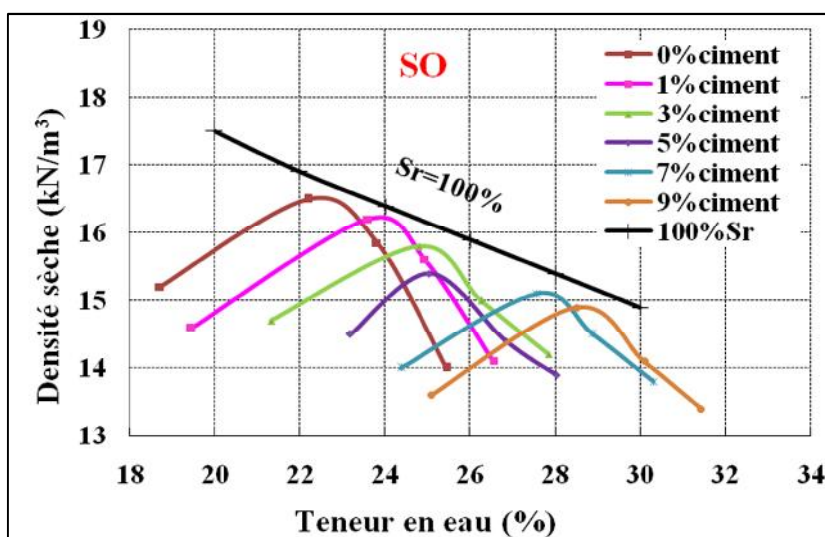


Figure IV.21 : Effet du ciment sur l'optimum Proctor de sol SO

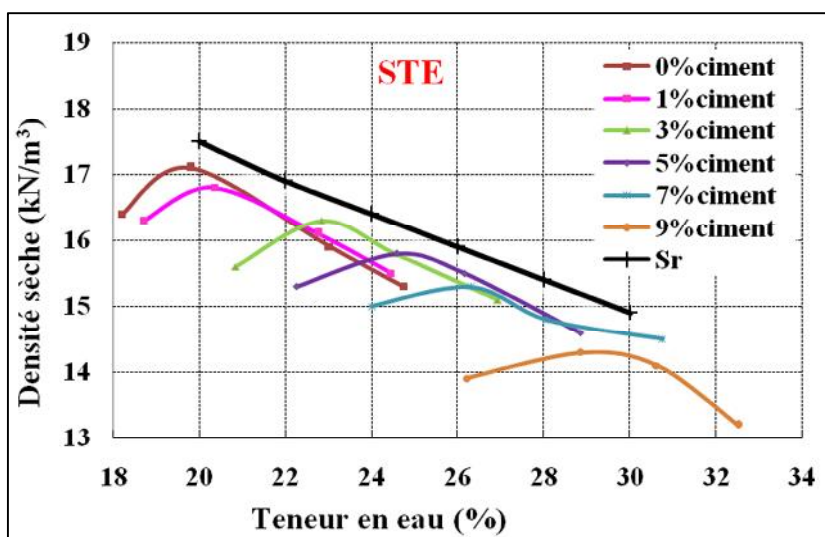


Figure IV.22 : Effet du ciment sur l'optimum Proctor de sol STE

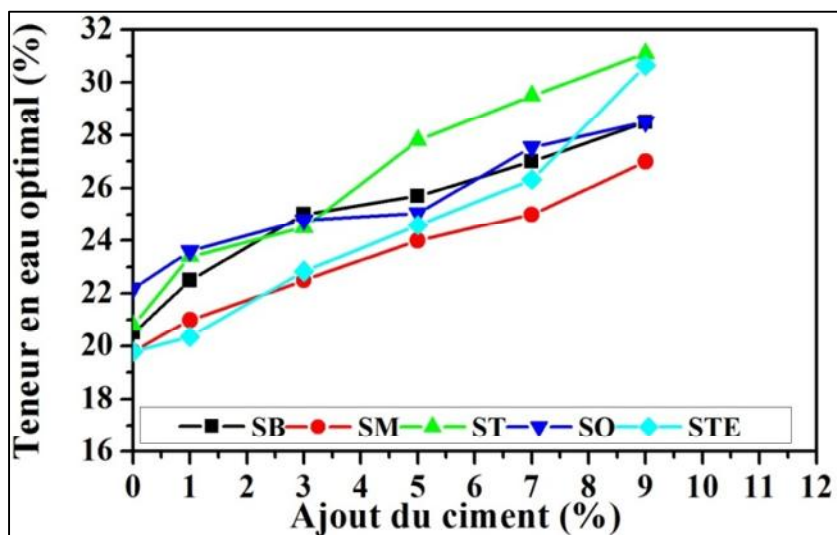


Figure IV.23 : Variation de la teneur en eau optimal en fonction de l'ajout du ciment

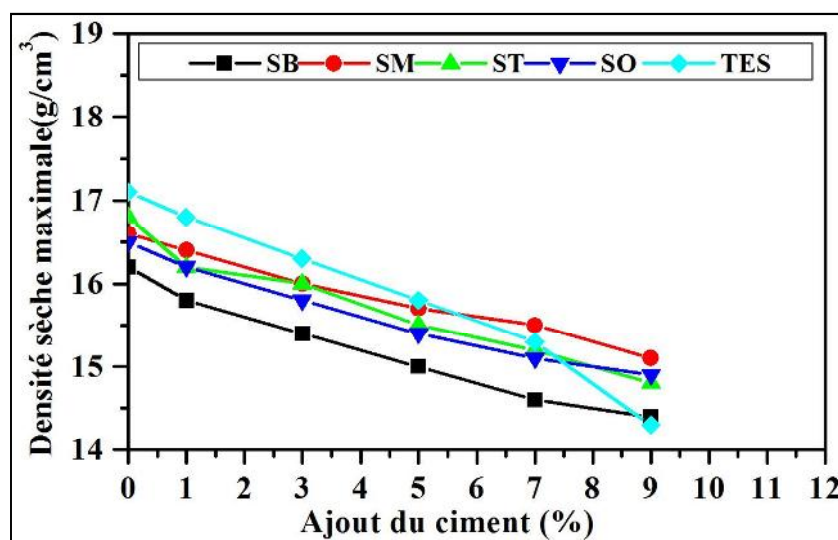


Figure IV.24 : Variation de la densité sèche maximale en fonction de l'ajout du ciment

IV.6 Effet du traitement au ciment sur la cohésion et l'angle de frottement du cisaillement

Les résultats des essais de cisaillement direct sur les figures IV.25 et IV.26 montrent qu'à la fois la cohésion drainée consolidée C et l'angle de frottement ϕ des échantillons de sol compactés à l'état insaturé ont été modifiés par l'ajout de ciment.

La cohésion C et l'angle de frottement ϕ augmentent d'abord lentement puis proportionnellement à la teneur en ciment ajoutée (A_c) selon équation [IV.1] et équation [IV.2] respectivement.

$$C = 10A_c + 190 \quad (\text{IV.1})$$

$$\phi = 0.5A_c + 10 \quad (\text{IV.2})$$

Le traitement du ciment a conduit à une augmentation de la résistance au cisaillement de tous les sols, ce qui a entraîné une amélioration de la capacité portante des sols. Après une augmentation progressive, la cohésion C et l'angle de frottement ϕ obtenus pour 7% et 9% de ciment ajouté ont convergé de manière significative.

Ce comportement concorde avec le comportement de valeur de bleu de méthylène (V_{bs}) et suggère un traitement optimum technique et économique pour 7% de ciment ajouté.

Khemissa et al (2017) ont obtenu des résultats assez similaires sur l'essai de cisaillement drainé. Leurs données montrent une dispersion plus élevée qui évite d'observer clairement une augmentation continue rigoureuse de C et ϕ mais une teneur optimale en ciment d'environ 8% a été déterminée. Ils ont également observé une diminution de C et ϕ après optimum quand ils ont testé la teneur en ciment jusqu'à 12% (la présente étude est limitée à 9%).

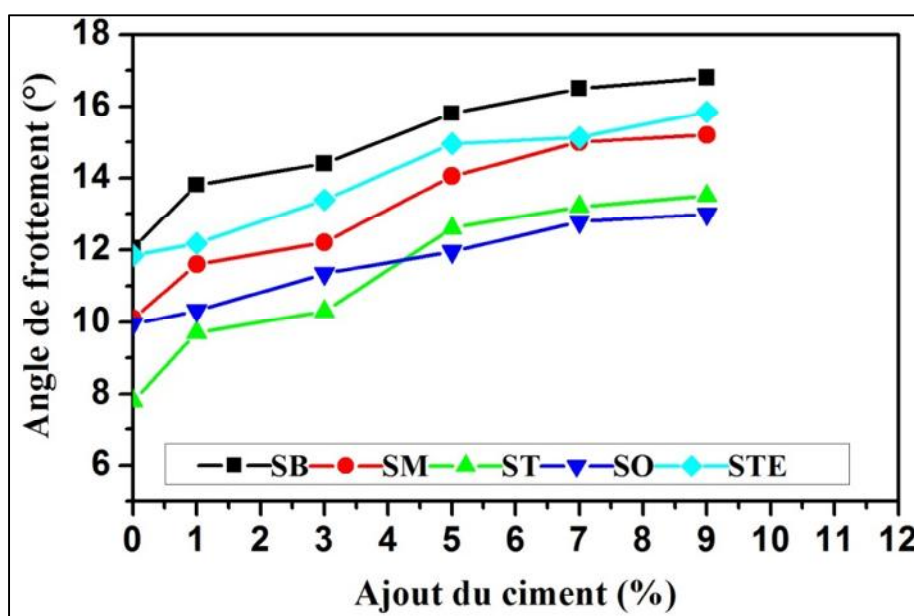


Figure IV.25 : Effet de l'ajout du ciment sur l'angle de frottement pour les cinq sols

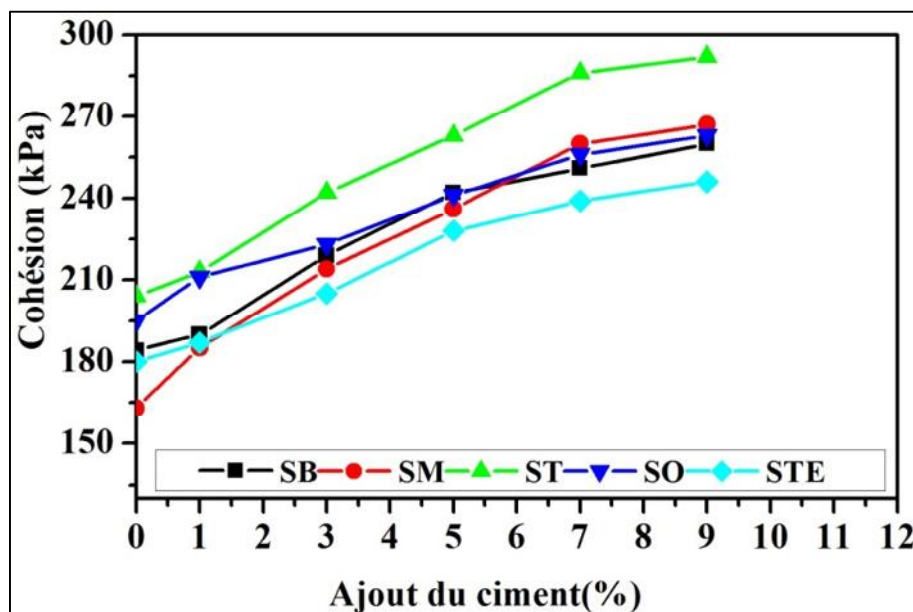


Figure IV.26 : Effet de l'ajout du ciment sur la cohésion pour les cinq sols

IV.7 Effet du traitement au ciment sur le gonflement du sol

Les figures (IV.27, IV.28, IV.29, IV.30 et IV.31) montrent l'évolution de la contrainte de gonflement libre $G = \Delta H/H_0$ en fonction du temps pour les cinq sols traités au ciment.

Le potentiel de gonflement $G = \Delta H_{\max}/H_0$ a été mesuré à la fin de l'essai de gonflement libre, après un équilibrage de 15 à 21 jours.

Le temps le plus long était requis pour les sols non traités alors que les sols traités atteignaient l'amplitude de gonflement maximale après seulement 2 semaines. La pente de la courbe de gonflement des sols non traités a changé progressivement avec une pente variable. La première pente (faible taux de gonflement) correspond à une hydratation rapide des particules du sol par intrusion de cations hydratés.

Il a été suivi par un gonflement intense de la feuille d'argile renforcée par le phénomène d'osmose. Cette deuxième pente correspond à la saturation des micropores et des espaces inter-couches. Ensuite, le taux de gonflement a diminué pendant quelques jours jusqu'à ce qu'il atteigne un taux lent à plus long terme (troisième pente).

L'eau garde son intrusion dans les pores et dans les espaces inter-couches pour former plusieurs couches d'eau jusqu'au début de la dispersion de l'argile après l'affaiblissement des limites entre les particules.

Les sols traités au ciment se comportaient légèrement différemment avec l'allongement de la phase d'hydratation (sans gonflement intense), suivi du raccourcissement de la seconde phase de gonflement qui s'arrêtait brusquement lorsque la troisième pente (presque nulle)

commençait. Le traitement du sol (cimentation) qui empêche la déformation des pores et des agrégats (ou réorganisation) est à l'origine du changement de comportement.

Après la surveillance des pentes de gonflement, les pressions de gonflement P_g (kPa) des sols traités et non traités ont été mesurées en chargeant des spécimens gonflés, pour les ramener à leur taux de vide initial (Figure IV.32). Les valeurs de G (%) et P_g (kPa) sont représentées sur les figures (IV.33, IV.34, IV.35 et IV.36).

L'augmentation de la teneur en ciment dans les mélanges sol-ciment avec tous les sols (SM, ST, SB, SO ou STE) a réduit le potentiel de gonflement G (%) jusqu'à (75% - 90%) pour les sols avec 9% de ciment ajouté (Figures IV.35 et IV.36).

Les mêmes résultats ont été obtenus pour la pression de gonflement P_g (kPa), avec une réduction supérieure à (70% - 80%) (Figures IV.33 et IV.34), ce qui confirme les résultats précédents de Nalbantoglu et Gucbilmez (2001) et Al-Rawas et al (2005).

Les potentiels de gonflement étaient en accord avec la teneur en montmorillonite et la teneur totale en argile, et avec les classifications des sols expansifs dans lesquels les cinq sols sont caractérisés par un niveau de gonflement élevé à très élevé.

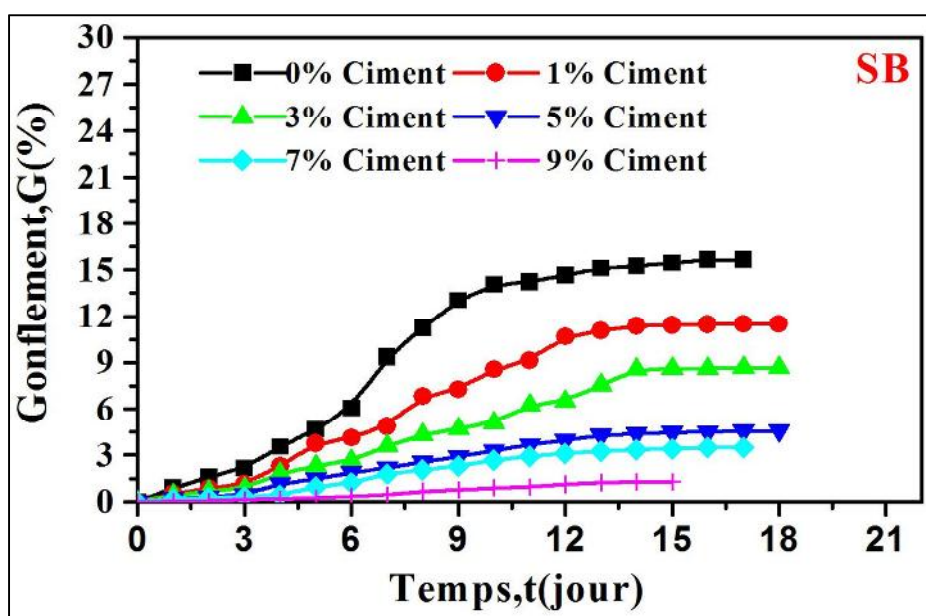


Figure IV.27 : Effet du ciment sur le potentiel de gonflement pour le sol SB

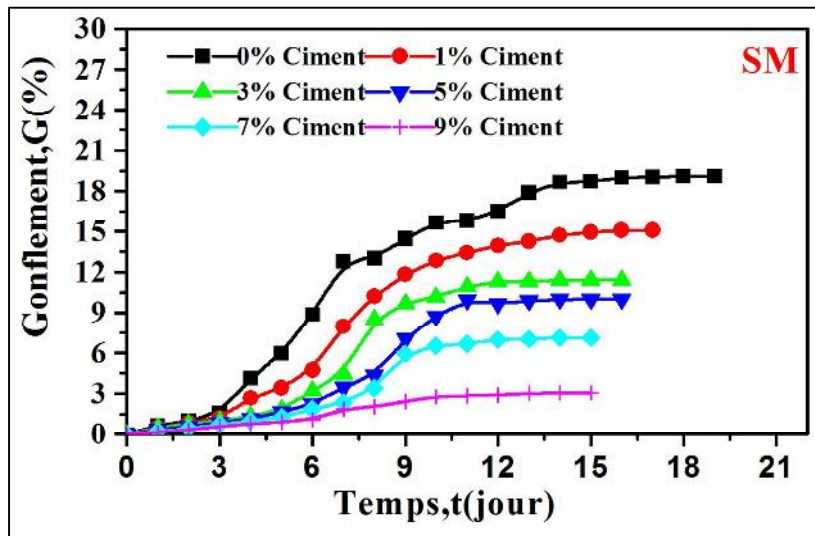


Figure IV.28 : Effet du ciment sur le potentiel de gonflement pour le sol SM

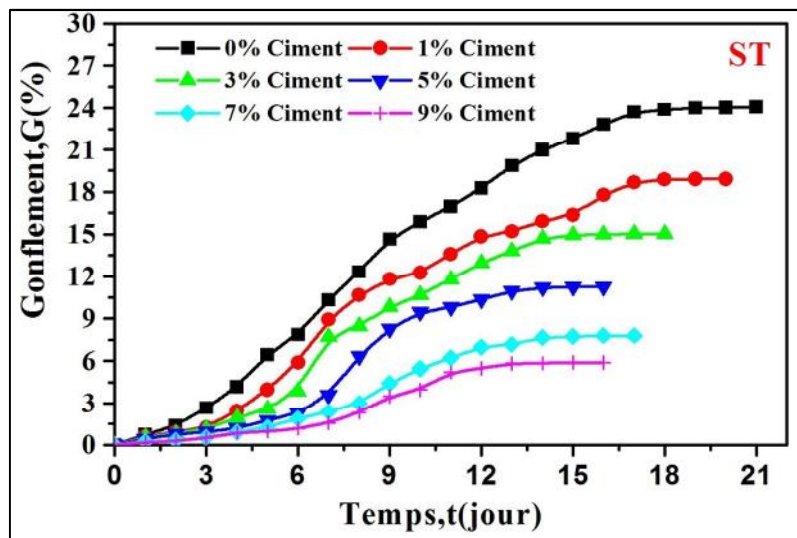


Figure IV.29 : Effet du ciment sur le potentiel de gonflement pour le sol ST

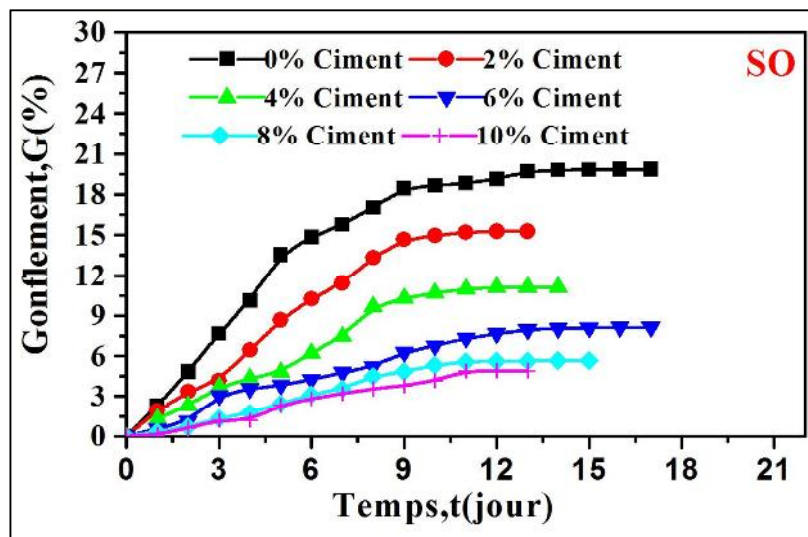


Figure IV.30 : Effet du ciment sur le potentiel de gonflement pour le sol SO

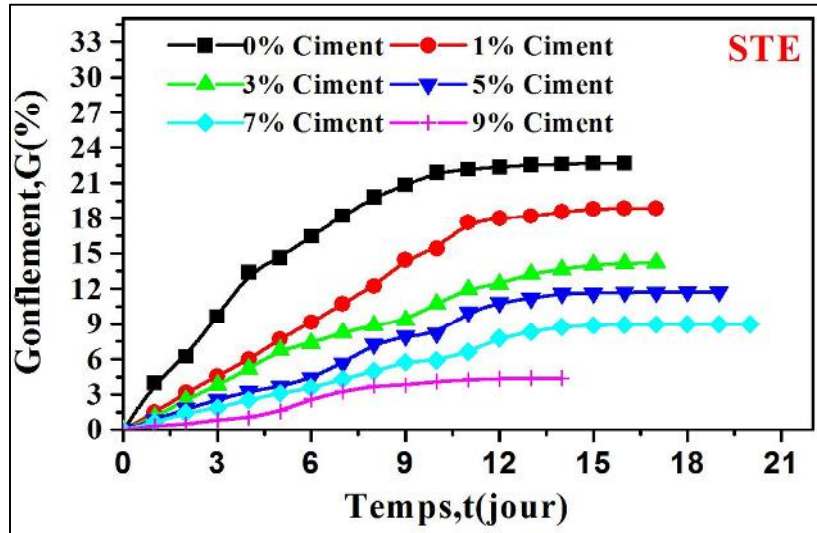


Figure IV.31 : Effet du ciment sur le potentiel de gonflement pour le sol STE

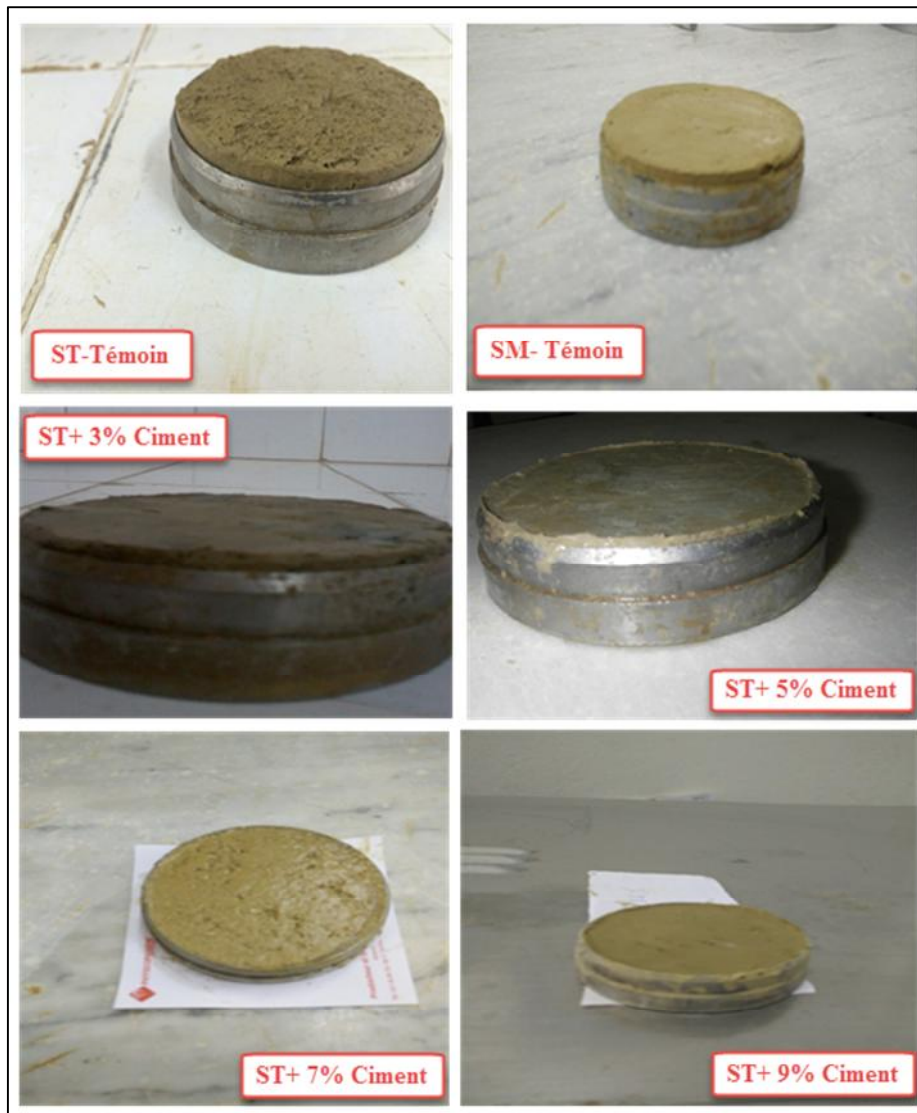


Figure IV.32 : Photos des échantillons après l'essai de gonflement libre

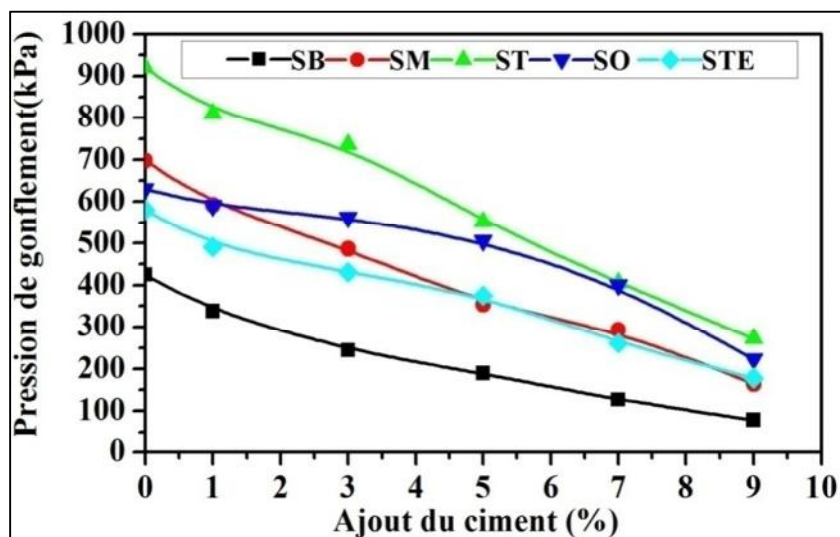


Figure IV.33 : Variation de pression de gonflement en fonction de l'ajout de ciment

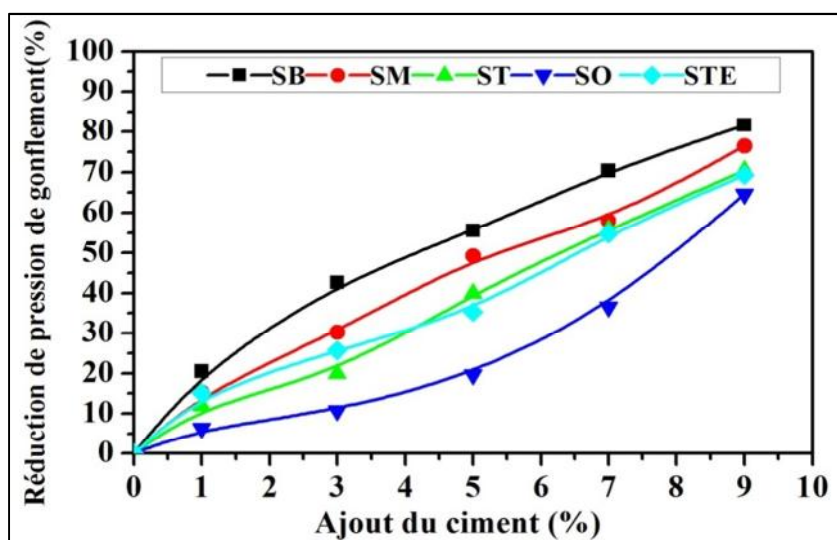


Figure IV.34 : Réduction de pression de gonflement en fonction de l'ajout de ciment

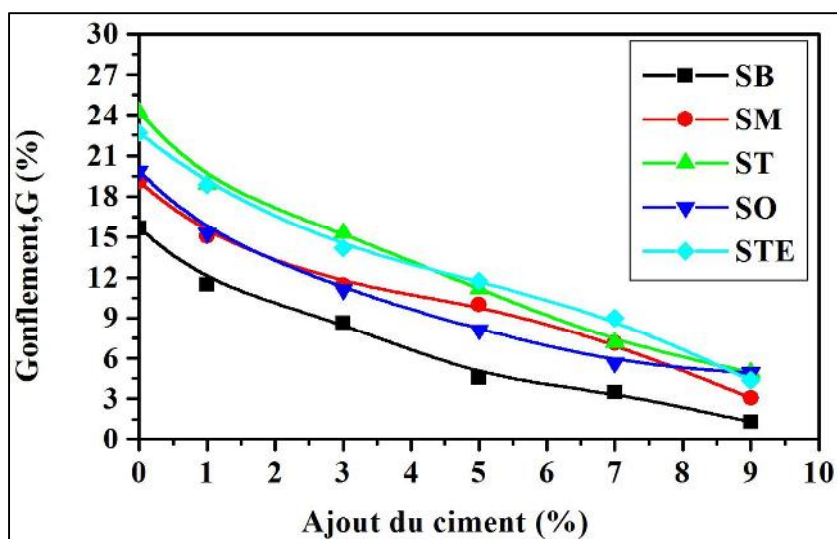


Figure IV.35 : Variation de potentiel de gonflement en fonction de l'ajout de ciment

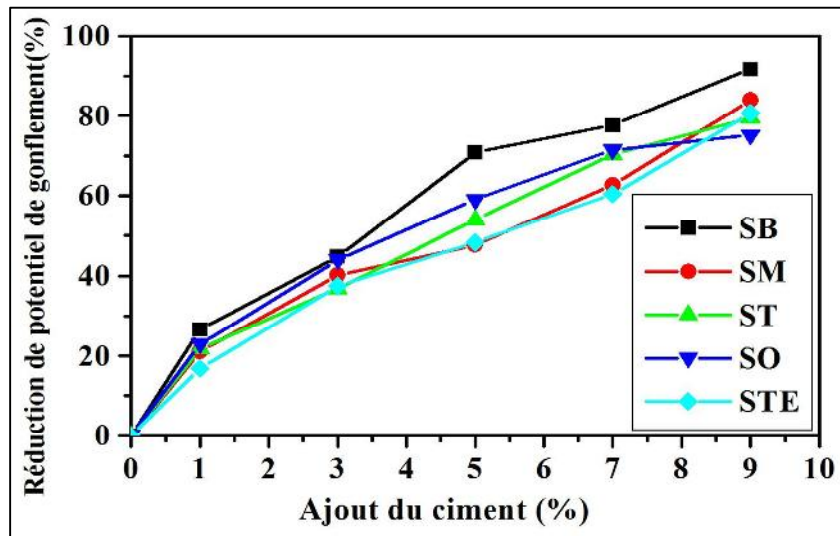


Figure IV.36 : Réduction de pression de gonflement en fonction de l'ajout de ciment

IV.8 Effet du traitement au ciment sur les courbes de retrait

Pour étudier la diminution de la déformation du sol et son renforcement après le traitement du ciment, les échantillons ont été soumis à un essai de gonflement libre jusqu'à atteindre la teneur maximale en humidité $W_{\max}$, suivi d'un essai de retrait dont les résultats sont présentés sur les figures (IV.38, IV.39 et IV.40)

La teneur en eau maximale à la fin du gonflement libre (Figure IV.41) (correspondant au début de l'essai de retrait) apparaît significativement affectée par la quantité de ciment ajoutée. L'eau adsorbable par le sol diminue avec l'effondrement des pores sous l'effet du calcium et la précipitation des produits hydratés. Mais, la teneur maximale en eau peut également augmenter après un cycle de mouillage-séchage appliqués sur l'échantillon du fait de la modification de la microstructure, notamment la rupture progressive de la structure cimentée ou carbonée.

Les courbes de retrait commençant à un indice des vides maximal $e_{\max}$ pour une teneur en eau maximale $W_{\max}$ sur les figures (IV.38, IV.39 et IV.40) semblaient être décalées loin de la ligne de saturation (le décalage correspond à d_e). La microstructure du sol résultant du remembrement avec ou sans addition de ciment suivie d'un compactage, est à l'origine du décalage qui diminue avec l'ajout de ciment dans le mélange.

C'est en relation avec la diminution des micropores après traitement. Le point d'entrée d'air W_a (défini comme la teneur en eau à partir de laquelle la courbe de retrait ne suit plus la pente de la ligne de saturation) et la limite de retrait W_r (correspondant à la teneur en humidité sous laquelle la déformation du sol ne change plus) augmentation de l'ajout de ciment.

La limite de retrait des sols SB, SM et ST varie de 10.5%, 8.7% et 6% sans traitement à 16.3%, 19.7% et 20.4% avec 9% de traitement au ciment (Figure IV.37).

Un tel comportement a démontré le raidissement de la microstructure du sol qui ne pouvait plus se déformer même si la teneur en eau diminuait.

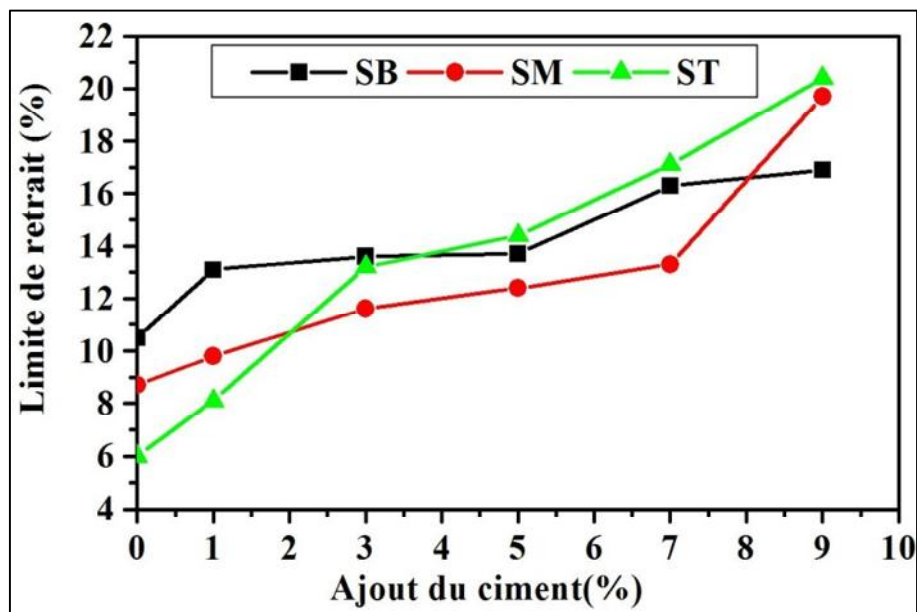


Figure IV.37 : Variation de limite de retrait en fonction de l'addition de ciment

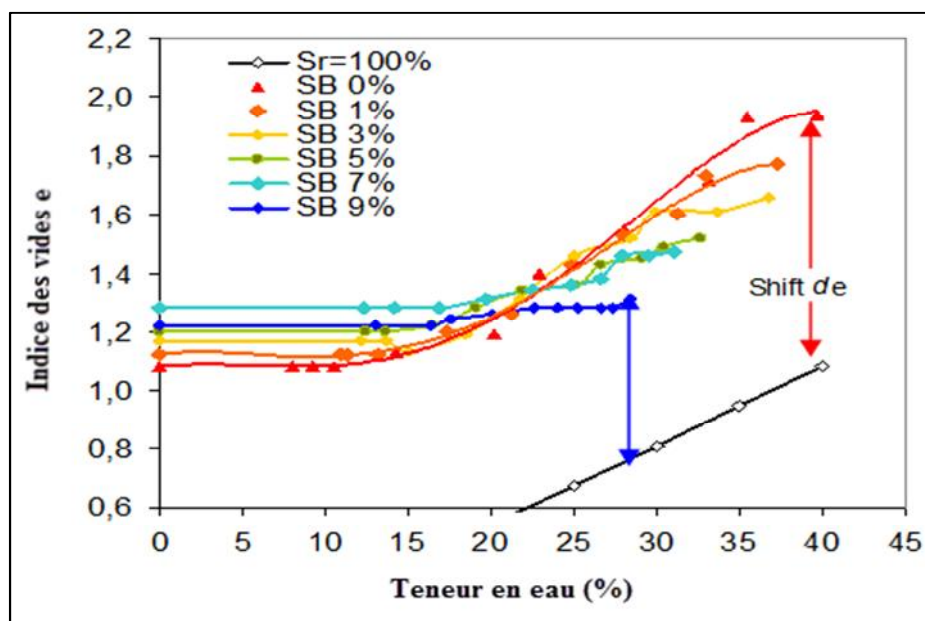


Figure IV.38 : Effet de l'addition de ciment sur la courbe de retrait après gonflement libre

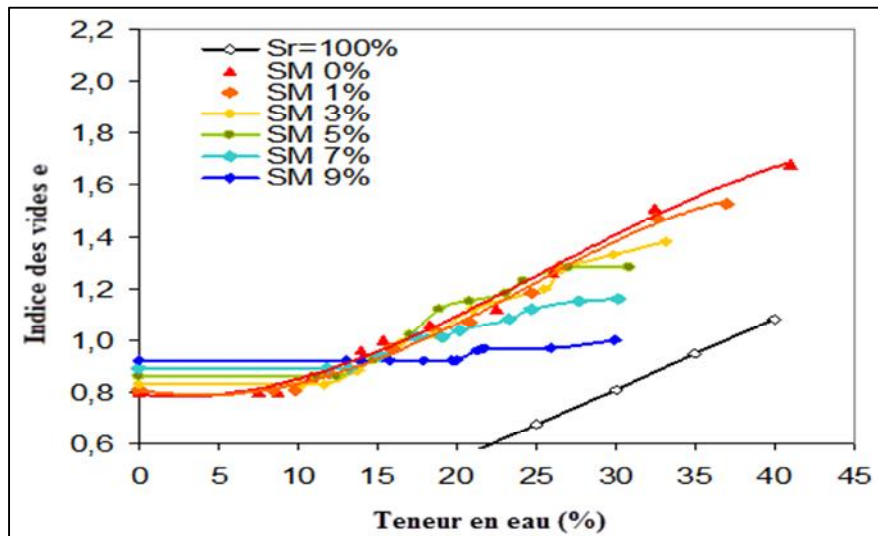


Figure IV.39 : Effet de l'addition de ciment sur la courbe de retrait après gonflement libre

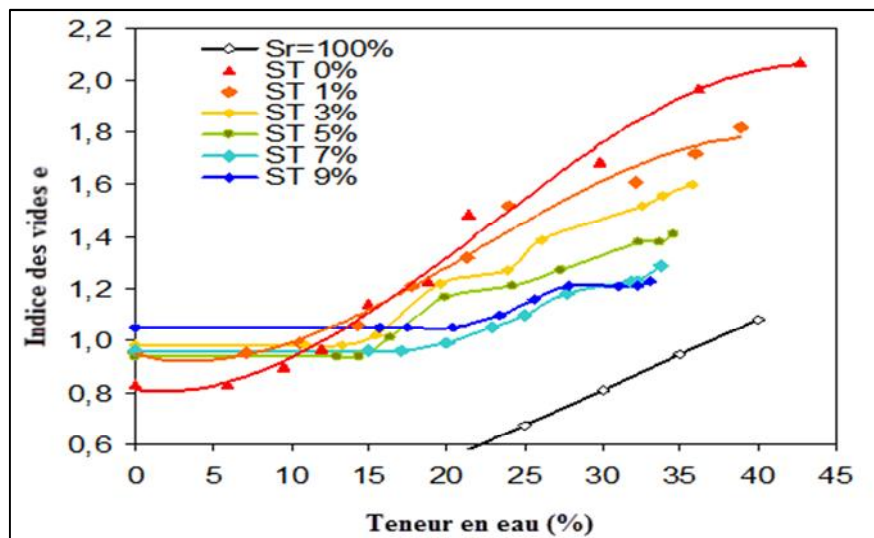


Figure IV.40 : Effet de l'addition de ciment sur la courbe de retrait après gonflement libre

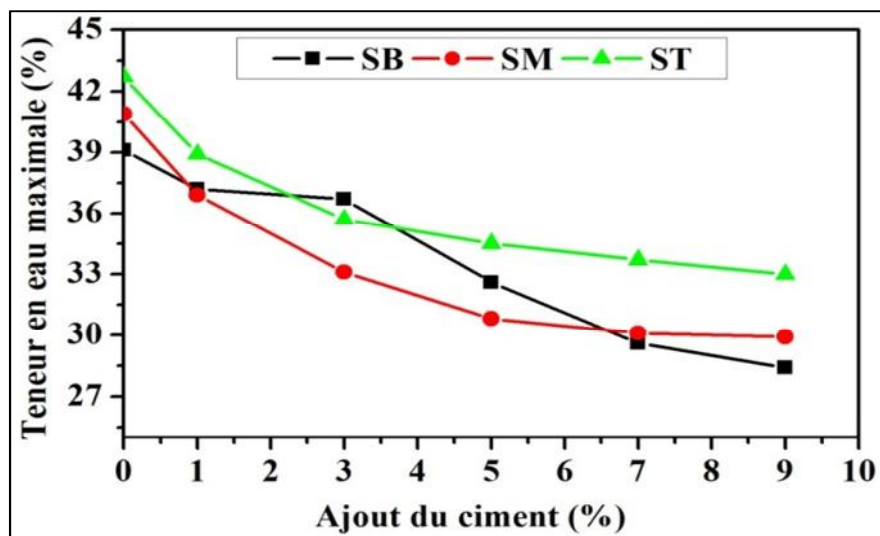


Figure IV.41 : Effet de l'addition de ciment la teneur maximale après gonflement libre

IV.9 Effet du traitement au ciment sur la déformation totale des sols

Les pressions ou les potentiels de gonflement par rapport à la teneur en ciment des figures (IV.35 et IV.42) pour SB, SM et ST ont été ajustés par des courbes de gonflement avec diverses courbures (ajustement polynomial du troisième degré), contrairement à l'ajustement exponentiel proposé par Mahamedi et Khemissa (2013).

Les courbes de potentiel de gonflement ont montré une diminution finale pour une teneur en ciment plus élevée que 7% après une stabilisation intermédiaire telle qu'observée sur la courbe W_p de (Figure IV.14).

On constate aussi que les courbes de potentiel de gonflement ont montré une diminution finale pour une teneur en ciment plus élevée que 7% après une stabilisation intermédiaire telle qu'observée sur la courbe W_r de la figure IV.37.

A l'opposé, les courbes de pressions de gonflement suivaient la même tendance que celle observée précédemment pour V_b (Figure IV.12), la cohésion C et l'angle de frottement ϕ Figures (IV.25 et IV.26) c'est-à-dire une stabilisation à partir de la teneur optimale en ciment autour de 7%.

Pour illustrer l'effet de l'addition de ciment sur le potentiel de gonflement de l'effet de la teneur initiale en eau et de la densité de l'échantillon, la déformation totale du sol $G_{tot} (\%) = \Delta V_{tot}/V_o$ a également été mesurée (Figure IV.43) et (Tableau IV.6). En effet, un gonflement plus faible est observé dans le sol avec un état initial plus lâche et / ou plus humide.

La diminution des densités initiales et l'augmentation de la teneur initiale en eau des échantillons traités statiquement et compactés avec des teneurs croissantes en ciment comme montré les sols (SB, SM, et ST) dans les Tableaux (IV.7, IV.8 et IV.9), contribuent à la diminution du potentiel de gonflement. La mesure de la déformation totale du sol $G_{tot} (\%)$ à partir du test de retrait après essai de gonflement libre sera utilisée pour éviter cet effet perturbateur.

La déformation totale $G_{tot} (\%)$ correspond à la déformation de retrait volumétrique entre W_{max} (après gonflement) et l'état sec. Une telle caractéristique peut être considérée comme un paramètre intrinsèque du sol, contrairement aux potentiels de gonflement ou de retrait qui varient avec la teneur en eau initiale de l'échantillon testé.

Sur la figure IV.43 et le tableau IV.6, la déformation total $G_{tot} (\%)$ a chuté avec une teneur en ciment plus élevée (seules de petites fissures ont été détectées sur l'échantillon non traité ou traité après retrait (Figure IV.45), ce qui a validé la mesure des volumes.

La déformation totale des sols G_{tot} suivent la même allure que le potentiel de gonflement G (Figure IV.42 et IV.35) une fonction polynomiale du troisième degré ajustait bien les courbes pour les trois sols avec des paramètres assez proches. Le dernier paramètre de la fonction contrôle le décalage vertical de la courbe.

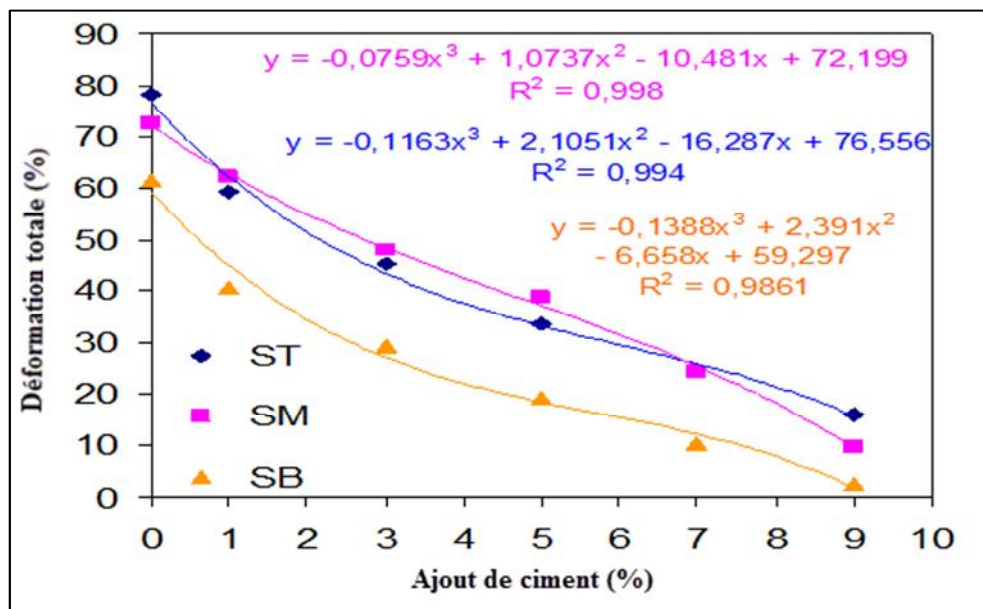


Figure IV.42 : Variation de déformation totale en fonction de l'ajout de ciment

Tableau IV.6 : Résultats de déformation total

Paramètres de gonflement	Sols	0%	1%	3%	5%	7%	9%
Potentiel de gonflement $G\% = \Delta H/H_0$	SM	19.08	15.07	11.42	10.00	7.13	3.06
	ST	24.06	18.90	15.01	11.25	7.80	5.9
	SB	15.65	11.49	8.66	4.57	3.5	1.29
Pression de gonflement P_G (%)	SB	425	398	344	189	126	78
	SM	698	642	587	354	293	164
	ST	920	880	797	552	406	272
Déformation total $G_{tot}(\%) = \Delta V_{tot}/V_0$	SM	72.59	62.22	47.83	38.81	24.04	9.91
	ST	78.15	59.28	45.18	33.73	24.64	16.07
	SB	61.53	40.70	29.45	19.30	10.39	2.46
Limite de retrait W_r (%)	SM	8.7	9.8	11.6	12.4	13.3	19.7
	ST	6	8.1	13.2	14.4	17.1	20.4
	SB	10.5	13.1	13.6	13,7	16.3	16.9

Tableau IV.7 - Etat initial de l'échantillon SB après compactage statique ($V_{\text{initial}} = 76.93 \text{ cm}^3$ and $\gamma_s = 2.7 \text{ g/cm}^3$)

	SB					
Paramètres	0%	1%	3%	5%	7%	9%
w initial (%)	20.50	22.50	25.00	25.70	27.00	28.50
Masse sec final (g)	81.55	83.71	84.74	86.22	87.19	91.09
γ_d (g/cm ³)	1.06	1.09	1.10	1.12	1.13	1.18
γ_h (g/cm ³)	1.28	1.33	1.38	1.41	1.44	1.52
e initial	1.55	1.48	1.45	1.41	1.38	1.28
Sr (%)	35.78	41.01	46.51	49.24	52.74	60.10

Tableau IV.8 - Etat initial de l'échantillon SM après compactage statique ($V_{\text{initial}} = 76.93 \text{ cm}^3$ and $\gamma_s = 2.7 \text{ g/cm}^3$)

	SM					
Paramètres	0%	1%	3%	5%	7%	9%
w initial (%)	19.80	21.00	22.50	24.00	25.00	27.00
Masse sec final (g)	92.15	94.37	97.04	100.11	103.00	106.93
γ_d (g/cm ³)	1.20	1.23	1.26	1.30	1.34	1.39
γ_h (g/cm ³)	1.44	1.48	1.55	1.61	1.67	1.77
e initial	1.25	1.20	1.14	1.07	1.02	0.94
Sr (%)	42.63	47.21	53.27	60.29	66.40	77.35

Tableau IV.9 - Etat initial de l'échantillon ST après compactage statique ($V_{\text{initial}} = 76.93 \text{ cm}^3$ and $\gamma_s = 2.7 \text{ g/cm}^3$)

	ST					
Paramètres	0%	1%	3%	5%	7%	9%
w initial (%)	20.80	23.40	24.50	27.80	29.50	31.10
Masse sec final (g)	84.04	87.66	91.98	95.87	97.65	98.58
γ_d (g/cm ³)	1.09	1.14	1.20	1.25	1.27	1.28
γ_h (g/cm ³)	1.32	1.41	1.49	1.59	1.64	1.68
e initial	1.47	1.37	1.26	1.17	1.13	1.11
Sr (%)	38.16	46.13	52.57	64.34	70.67	75.85

Le changement est particulièrement net pour le sol SB le plus carbonaté, tandis que les sols ST et SM (les plus riches en argile) ont présenté une déformation de retrait totale similaire à celle du ciment ajouté.

Les résultats suggèrent que la déformation totale G_{tot} du sol après le traitement du ciment pourrait être approximée par une équation commune corrélée à la position des limites de trois zones de gonflement qui correspondent aux zones observées sur les courbes de limite de plasticité W_p ou les courbes de limite de retrait W_r .

Les résultats des figures IV.43 et IV.44 montrent clairement que l'indice de plasticité des différents sols décroît avec l'augmentation de la quantité de ciment ajoutée. Par contre, la limite de retrait croît avec l'augmentation de l'ajout de ciment.

Cependant, trois zones peuvent être détectées selon la variation de l'indice de plasticité I_p , et la limite de retrait W_r en fonction du taux de ciment ajouté, sachant que, l'indice de plasticité I_p et la limite de retrait W_r sont deux paramètres géotechniques essentiels qui contrôlent le gonflement des sols. En effet, pour la zone I jusqu'à la zone III l'indice de plasticité est pris toujours égal à 60%, la limite de retrait W_r varie de 6% à 20% et plus pour des taux de ciment ajoutées allant de 0% à 9% respectivement.

Dans le but de tirer au clair, l'effet du ciment sur la limite de retrait la figure IV.43 présente la variation de la limite de retrait W_r en fonction de l'ajout de ciment. On note, que le comportement des différents sols passe par trois phases différentes. La première phase correspond à une augmentation plus au moins importante de W_r est traduit par la susceptibilité des sols à se gonfler (gonflement important qui correspond à la zone I), le ciment n'a pas encore jouer son rôle de stabilisant, puis la deuxième phase qui correspond à un palier là où les W_r présentent des très légères augmentations ceci peut être traduit par des gonflement moyen (zone II) début de l'effet du stabilisant et enfin la troisième phase où les sols présentent des augmentations assez importantes dans leurs limites de retrait ceci peut être traduit par la susceptibilité des sols à se gonfler légèrement les sols commence à avoir une structure rigide ce qui est traduit par l'augmentation de leurs caractéristiques mécaniques (zone III). Ensuite, le gonflement est réduit jusqu'à zéro avec le renforcement de la structure, ce qui entraîne l'augmentation de ses caractéristiques mécaniques (une matrice cimentée continue peut être formée une fois une certaine quantité de ciment ajouté).

Les résultats des les figures IV.43 et IV.44 montrent clairement que la déformation totale varie de 60% à 80% pour la zone I, de 15% à 50% pour la zone II et de 9% à 25% pour la zone III. On note, que le comportement des sols ST et SM est presque le même puisque l'effet du ciment commence à partir d'un taux de 3% et le taux de la déformation totale se converge énormément pour ces deux sols. Par contre, pour le sol SB on constate que l'effet du ciment commence à partir de 1.5 à 2 % et le taux de la déformation totale se diverge avec celui des sols ST et SM.

L'équation et les limites de chaque zone dépendent notamment de la minéralogie (teneur en argile, teneur en argile gonflante, teneur en non-argile en particulier teneur en carbonate ...) ou des paramètres physiques du sol. Les essais sur un plus grand nombre de sols devraient aider à distinguer avec précision les paramètres les plus adéquats pour décrire la déformation totale du sol et la position des trois zones de gonflement.

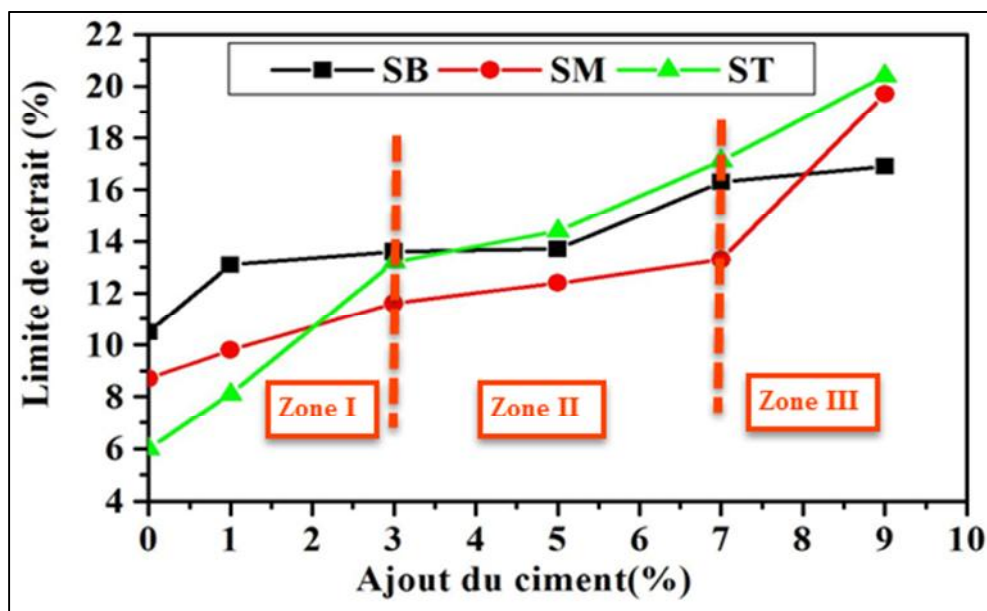


Figure IV.43 : Variation de la limite de retrait en fonction du taux de ciment ajouté

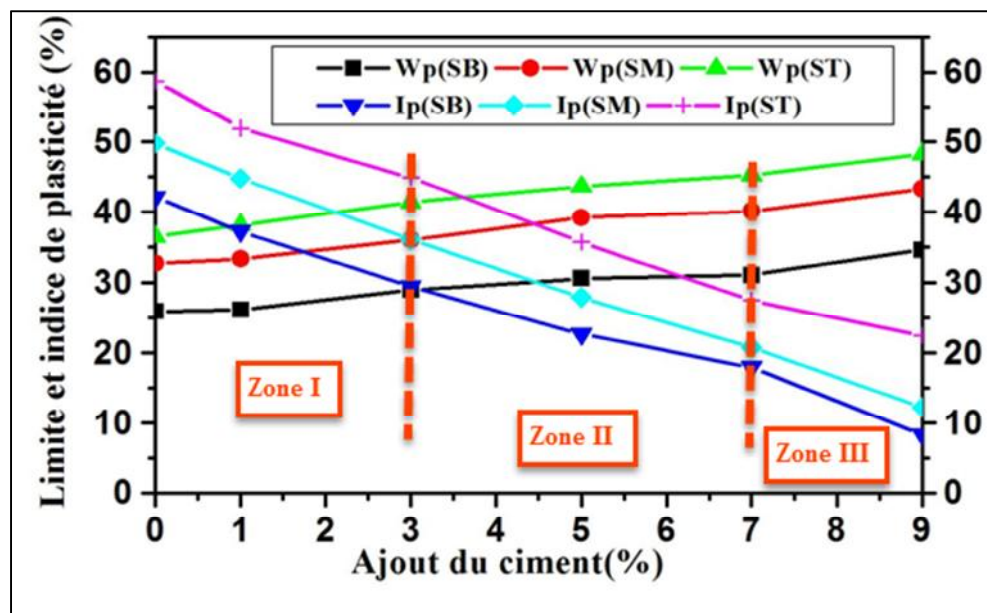


Figure IV.44 : Variation de la limite de et l'indice de plasticité en fonction du taux de ciment ajouté.



Figure IV.45 : Photos des sols après l'essai retrait

IV.10 Conclusion

Les effets du traitement du ciment dans différentes proportions (1%, 3%, 5%, 7% et 9%) sur les propriétés de trois sols ont été étudiés en utilisant des tests physico-chimiques et mécaniques.

Les résultats ont confirmé que le traitement du ciment améliore les caractéristiques géotechniques et mécaniques des sols, notamment en augmentant la cohésion et l'angle de frottement, augmentant ainsi la résistance au cisaillement et la portance des sols traités au ciment. La limite de plasticité et la limite de retrait, augmentent avec la teneur en ciment, tandis que la limite de liquidité, l'indice de plasticité, le potentiel de gonflement (dépendant de la teneur initiale en eau et densité de l'éprouvette compactée) après gonflement libre (une caractéristique plus intrinsèque des sols indépendants de l'humidité initiale du sol), ainsi que la pression de gonflement a diminué. Un traitement de ciment à 9% réduit le potentiel de gonflement de 75 à 91% pour les sols testés, ce qui correspond à une diminution de la pression de gonflement de 70 à 81%.

En outre, la teneur optimale en eau de Proctor a augmenté alors que les densités optimales ont diminué avec la teneur en ciment dans les sols traités. De plus, la déformation totale du sol après traitement du ciment peut être approximée par une équation corrélée à la position de deux limites observées sur les courbes de limites retrait et les courbes de limite de plasticité par rapport au pourcentage de ciment ajouté. Ces deux limites révèlent l'existence de trois zones de gonflement. La zone I correspond à une augmentation significative de la limite de rétraction avec un fort potentiel de gonflement, mais l'addition de ciment n'a pas encore joué son rôle de stabilisant. La zone II correspond à un plateau où la limite de retrait augmente légèrement, accompagnée d'une légère réduction du gonflement. C'est le début de l'effet du stabilisateur. La zone III montre une nouvelle augmentation significative des limites de retrait. Le gonflement est réduit à zéro avec la rigidification de la structure.

CHAPITRE V :

ANALYSE

MICROSTRUCTURALE

Chapitre V :

Analyse microstructurale

V.1 Introduction

Ce chapitre a pour but de caractériser la microstructure des sols étudiés en utilisant les techniques de porosimétrie au mercure et le microscope électronique à balayage environnemental (MEBE) pour les sols SB, ST et SM. Par contre pour les deux autres sols SO et STE, nous avons utilisés juste le microscope électronique à balayage (MEB), ce dernier donne une image de la morphologie du sol avec l'arrangement des grains, le litage, la porosité à différents échelles. Tout en cherchant à relier les caractéristiques de microstructure à des paramètres géotechniques et des propriétés mécaniques présentées dans le chapitre 4.

La microstructure s'avère dans notre étude un complément intéressant pour comprendre le mécanisme de la réaction ciment-argile et les modifications minéralogique texturales et structurales provoquées lors des étapes de réaction ciment-argile.

V.2 Outils pour la description de la microstructure

Concernant la description des microstructures des sols argileux, elle est depuis longtemps une préoccupation des chercheurs dans le domaine géotechnique parce qu'on a rapidement cherché à expliquer les phénomènes observés à l'échelle macroscopique par des mécanismes opérant à l'échelle élémentaire (Lambe, 1958 d'après Ferber, 2005).

Dans les sols argileux, les phénomènes élémentaires ont lieu à l'échelle des plus petites particules argileuses où leurs taille est de l'ordre du micromètre. Ainsi, le besoin des moyens expérimentaux pour réaliser des observations à cette échelle apparaît.

Ces moyens expérimentaux ne sont apparus que vers la moitié du XXième siècle, avec le développement des microscopes électroniques à balayage (Le Gressus, 1995), qui n'ont cessé de se perfectionner depuis.

La porosimétrie par injection de mercure est venue compléter la microscopie dans le courant des années 1960, pour ce qui est des sciences du sol (Pellerin, 1980), en apportant une description quantifiée de la microstructure.

Pour ces deux méthodes complémentaires d'étude des microstructures, il a été longtemps nécessaire de préparer spécifiquement les échantillons par lyophilisation (Le Roux, 1971).

Cette préparation reste encore aujourd'hui indispensable. En outre, d'autres méthodes ont été développées afin de décrire la microstructure des sols argileux, telles que la microscopie électronique par transmission (Tessier, 1984) ou la microscopie optique sur des lames minces imprégnées de résines colorées (Cuisinier et Masrouri, 2004).

Parmi ces techniques de description de la microstructure, le microscope électronique à balayage et la porosimétrie au mercure sont largement utilisés du fait de leur complémentarité.

Le MEB permet de décrire précisément mais qualitativement les microstructures, en observant la surface des échantillons tandis que la porosimétrie au mercure permet, au contraire, de décrire de manière quantitative la distribution des tailles de pores au sein de l'échantillon, sans donner toutefois d'indication sur leur répartition dans l'espace (Delage et al, 1996 d'après Thanh, 2014).

Bien que les techniques développées en pédologie et en géologie de l'ingénieur pour l'étude de la microstructure des sols fins aient fait d'énormes progrès ces dernières années, il ne semble pas que leurs exploitation en géotechnique pour une meilleure compréhension du comportement mécanique des sols ait été suffisamment développée. L'étude de la microstructure implique, cependant, des difficultés techniques.

V.2.1 Microscope électronique à balayage

Le microscope électronique à balayage est une enceinte sous vide secondaire, où un canon à électrons produit un faisceau électronique mis en forme par des lentilles électroniques pour exciter l'objet à étudier. Par un dispositif approprié, ce faisceau peut balayer selon deux directions la surface de l'échantillon. Le signal en chaque point de l'objet est détecté par un système approprié, puis est transmis à un écran vidéo dont le balayage est synchrone avec celui du faisceau.

Les caractéristiques principales du microscope électronique à balayage sont : la capacité de réaliser des images à fort grandissement (de 20 à 100000X), une grande résolution (jusqu'à 3nm) et une forte profondeur de champ qui permet de voir de grandes et de petites particules en même temps. De plus il est possible de coupler la microanalyse avec l'imagerie et la préparation des échantillons est relativement facile.

La microscopie électronique est un moyen de produire une image avec n'importe quel signal détectable résultant de l'interaction entre un faisceau d'électrons et un échantillon cible. Le principe du balayage consiste à explorer la surface de l'échantillon par lignes successives

et à transmettre le signal du détecteur à un écran cathodique dont le balayage est exactement synchronisé avec celui du faisceau incident.

Les microscopes à balayage utilisent un faisceau très fin qui balaie point par point la surface de l'échantillon.

La microscopie électronique à balayage donne des informations sur les caractéristiques microstructurales d'un matériau. Elle permet ainsi de visualiser les minéraux à des grossissements variables. Les caractéristiques microstructurales permettent de prédire le comportement mécanique du matériau.

V.2.2 Préparation des échantillons

Pour l'examen au MEB, les formes des structures à étudier doivent être soit préservées soit au contraire mise en évidence par fracture. Les échantillons doivent être aussi représentatifs que possible et la préparation doit introduire le minimum de changement possible dans la structure pour que les informations recueillies aient un sens dans l'interprétation du comportement mécanique.

Les échantillons utilisés pour l'analyse microstructurale par MEB sont préparés préalablement suivant la méthode de la lyophilisation. Cette méthode permet de conserver la microstructure initiale des échantillons lors de la déshydratation (Delage, 1979).

D'abord, les échantillons sont taillés en forme parallélépipédique de quelques millimètres de long (< 10 mm) sur 1 mm de côté. Ensuite, ils sont congelés rapidement dans l'azote liquide (-196°C). Puis, ils sont cassés en deux fragments pour obtenir des surfaces observables de quelques mm^2 de section. Enfin, ils sont placés dans un lyophilisateur sous un vide inférieur à 0,05 mm Hg pour faire sublimer toute la glace du sol.

La durée de la lyophilisation est au moins de 48h. Grâce aux microcristaux de glace, lors de la fracturation après congélation les particules sont maintenues en place, évitant ainsi les phénomènes d'arrachement et de déplacement au cours de la rupture, évitant aussi que le plan de fracture corresponde à un plan de faiblesse de la structure, mais traverse bien les différents niveaux d'organisation (Delage et Pellerin 1984) (Figure V.1).

V.3 Analyse de microstructure

La porosité des échantillons de sol compactés a été mesurée par porosimétrie par intrusion de mercure (MIP) en utilisant un Autopore IV de Micromeritics. Après lyophilisation de l'échantillon, les données ont été recueillies avec des temps d'équilibre de 10 et 30 secondes à basse et haute pression, respectivement.

Les observations en microscopie électronique à balayage environnemental (MEBE) ont été réalisées avec un microscope Quanta 400 (FEI) couplé à un analyseur chimique EDX (EDAX) sur des échantillons lyophilisés après 28 jours de durcissement dans des conditions hermétiques. Une surface fracturée fraîche perpendiculaire à la direction de compactage a été observée dans le mode de vide bas (environ 2% d'humidité relative a été imposée dans la chambre MEBE).



Figure V.1 : Vue d'ensemble du microscope électronique à balayage.

V.4 Porosimétrie au mercure

La porosimétrie par injection de mercure repose sur la propriété du mercure d'être non mouillant. Cet essai permet d'estimer aussi bien la porosité totale des roches que la géométrie du milieu poreux en donnant la répartition de la dimension des seuils de pores. Le mercure est injecté sous pression dans un échantillon d'environ 1 cm³. D'après la loi de Laplace, la pression nécessaire P pour faire pénétrer le mercure dans un pore assimilé à un tube capillaire de rayon R est égale à :

$$P = \frac{2T_s}{R} \cos \theta \quad (\text{V.1})$$

Avec :

T_s : Tension superficielle du mercure (485 ml/m²).

θ : Angle de raccordement du ménisque mercure/vapeur de mercure au capillaire. La valeur de l'angle de contact varie en fonction de la nature du sol, entre 130 et 147(degés).

Avant de commencer l'essai, l'échantillon doit être séché pour être mis sous vide. Pour ces différentes méthodes, il a été longtemps nécessaire de préparer spécifiquement les

échantillons de lyophilisation (Le Roux, 1971). Cette préparation reste encore aujourd'hui indispensable pour la porosimétrie au mercure. Le principe général de cette technique se résume comme suit à :

- Congeler l'eau contenue dans le sol en évitant la formation de cristaux de glace, qui s'accompagnerait d'une augmentation de volume du l'eau. Pour cela, il faut congeler les échantillons à très basse température avec de l'azote liquide.
- Faire passer la glace ainsi obtenue directement à l'état de vapeur par sublimation.

Un essai de porosimétrie est réalisé en au moins de quatre phases (figure V.2) :

- **Phase 1** : consiste à mettre l'échantillon sous vide (1 Pa), afin que l'ensemble du volume poreux soit disponible par injection.
- **Phase 2** : dite de base pression, le mercure est injecté par piliers jusqu'à la pression atmosphérique. Cette phase permet de décrire les plus gros pores (diamètres $< 10\ \mu\text{m}$), ce qui correspond à l'espace inter-agrégat.
- **Phase 3** : dite de haute pression, nécessite un transfert de l'échantillon sur une partie spécifique de l'appareillage où va s'effectuer l'injection entre la pression atmosphérique et la pression maximale qui détermine la taille minimale des pores analysées, ce qui correspond à l'espace intra-agrégat.
- **Phase 4** : dite d'extrusion, consiste à faire ressortir le mercure en diminuant la pression par paliers jusqu'à retourner à la pression atmosphérique, ce qui permet de quantifier la part du volume des pores dont le rayon réel est supérieure au rayon d'entrée. Cette différence entre rayon d'entrée des pores et rayon réel des pores est à l'origine du piégeage du mercure lors de l'extrusion.



Figure V.2 : Vue d'ensemble d'un lyophilisateur.

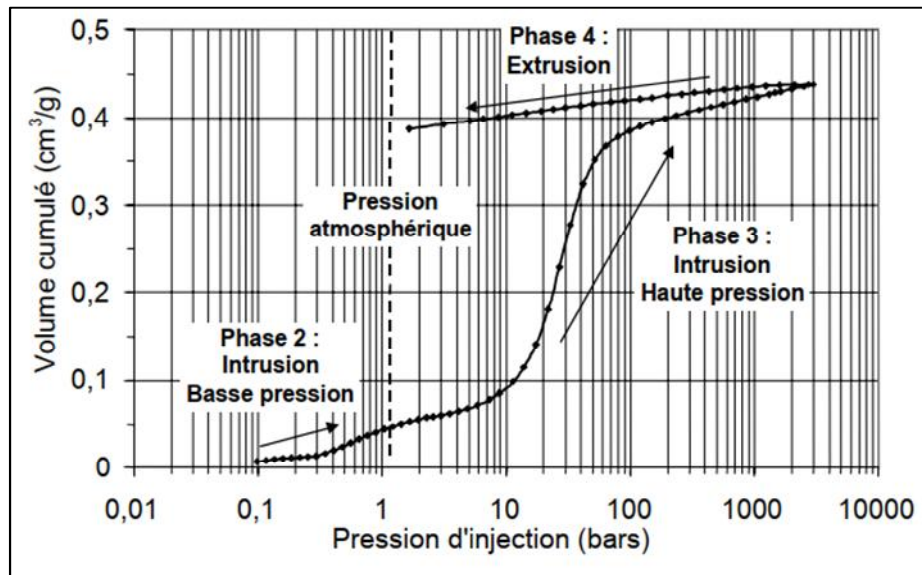


Figure V.3 : Représentation des différentes phases d'un essai porosimétrique (Feber, 2005)

La représentation des résultats bruts consiste à reporter les volumes cumulés, rapportés à la masse sèche de l'échantillon, en fonction du diamètre des pores, calculés selon la loi de Laplace cité plus haut.

Pour mieux visualiser la répartition des volumes par taille de pores, on reporte le rapport entre la variation de volume et la variation du logarithme du volume injecté ($dV/d(\lg D)$) en fonction du diamètre des pores (figure V.4). Cette représentation est appelée « distribution des tailles de pores » PSD (Pore Size Distribution).

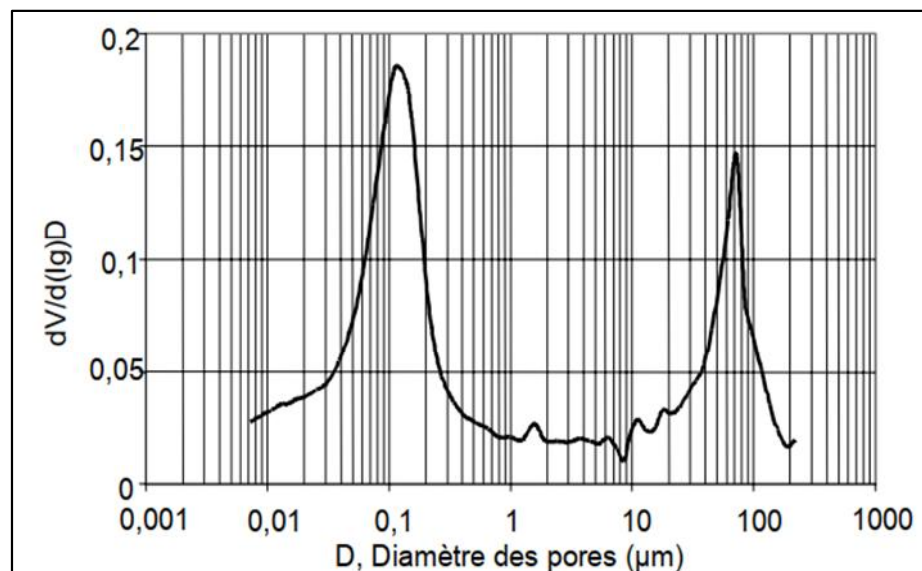


Figure V.4 : Représentation de distribution de tailles de pores (Feber, 2005)

En analysant les résultats porosimétriques de plusieurs sols, on remarque qu'ils présentent une distribution de pores de type bimodale, cette double porosité est due à la présence de larges pores ainsi que des pores de moindre diamètre. Tandis que d'autres types de sols présentent une distribution unimodale due à la présence d'une majorité de pores de même diamètre (figure V.5).

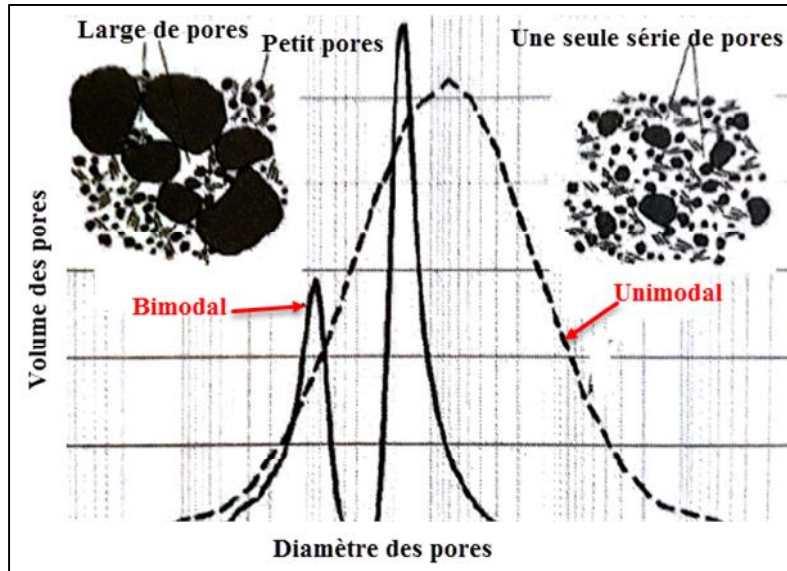


Figure V.5 : Structure et distribution des pores de sols de types unimodal et bimodal (Satyanaga et al, 2013).



Figure V.6 : Vue d'ensemble d'un porosimètre à mercure

V.5 Effet du traitement au ciment sur la microstructure et la porosité des sols (SB, ST et SM) par MEBE

La microstructure de l'échantillon compacté statiquement (sol naturel) a été observée d'abord à faible grossissement par MEB environnemental. La surface fracturée fraîche du sol ST perpendiculaire à la direction de compactage a montré une structure en couches plus visible avec la microstructure la plus compacte, comparativement aux deux autres sols.

La comparaison des trois microstructures du sol après compactage à densité optimale de Proctor, le microscope électronique à balayage environnemental MEBE a montré sur la surface fracturée fraîche perpendiculaire à la direction de compactage une structure en couches plus visible sur le sol ST qui présentait également la microstructure la plus compacte. Elle s'explique par la fraction la plus élevée $<2\ \mu\text{m}$ dans le sol ST.

Dans les trois sols, de grosses particules ont été détectées dans une matrice fine et compacte riche en argile et une fraction supérieure à $80\ \mu\text{m}$ était légèrement visible sur le sol SB. La macroporosité a également été détectée localement, tandis que la petite porosité n'a pas pu être observée.

Ceci est lié à la fraction d'argile la plus élevée et à la teneur en montmorillonite du sol ST par rapport aux autres sols. Dans les trois sols, de grosses particules noyées dans une matrice fine et compacte riche en argile ont été observées, avec une plus grande fraction de particule supérieure à $80\ \mu\text{m}$ observée dans le sol SB. Après le traitement du ciment, les trois sols présentaient des microstructures similaires observées à plus fort grossissement.

Les différences entre les sols non traités et traités à 9% de ciment étaient plus évidentes dans les sols SM et ST qui présentaient également une surface relativement compacte et plane (figures V.7, V.8, V.9 et V.11) par rapport au sol non traité (figures V.13, V.15 et V.16).

Les particules d'argile agrégées en petites grappes expansives, créant une surface rugueuse dans le sol non traité, ont disparu après le traitement du ciment avec une surface plus compacte et rigide avec des micro-fissures typiques (figures V.13, et V.16) probablement induites par immersion dans l'azote liquide avant la lyophilisation. Le réseau de fissures minces a été observé dans les sols traités au ciment, mais pas dans les échantillons non traités.

À plus fort grossissement pour le sol SB (figures V.12 et V.15), une microstructure proche de la microstructure initiale de l'argile était encore observée, surtout dans les mélanges à faible teneur en ciment. Il indique une répartition hétérogène probable des hydrates de ciment à l'échelle des particules. Les argiles flocculées (à cause de l'effet Ca^{2+}) avec des pores plus grands n'ont pas été distinguées comme proposé par Chew et al (2004) ou par Osula (1996) et Khattab et al (2007) lorsque le traitement à la chaux est appliqué. La présence

d'hydrates de ciment tels que CSH, CAH, CASH principalement sous forme de gels n'a pas été clairement observée sur les images MEBE après 28 jours de cure (conformément aux résultats XRD) sauf localement sur le sol plus grossier SB, où de petites particules aciculaires associées à réticulé Une structure ciment-argile (voir les zones encadrées sur la figure V.15) a été observée comme décrit par Kamruzzaman et al (2006) et Horpibulsuk et al (2010).

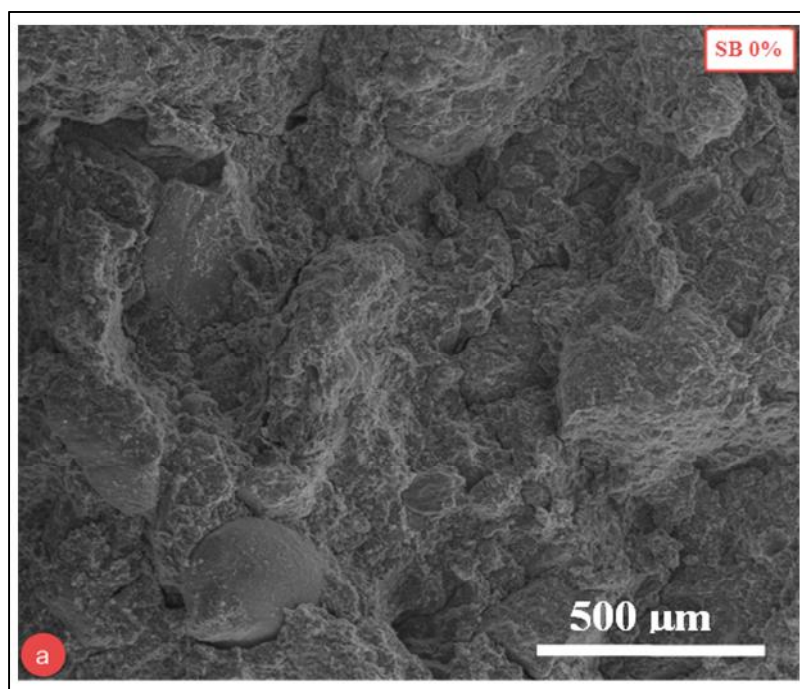


Figure V.7 : Observation au MEBE du sol non traité (SB) à 500 μm.

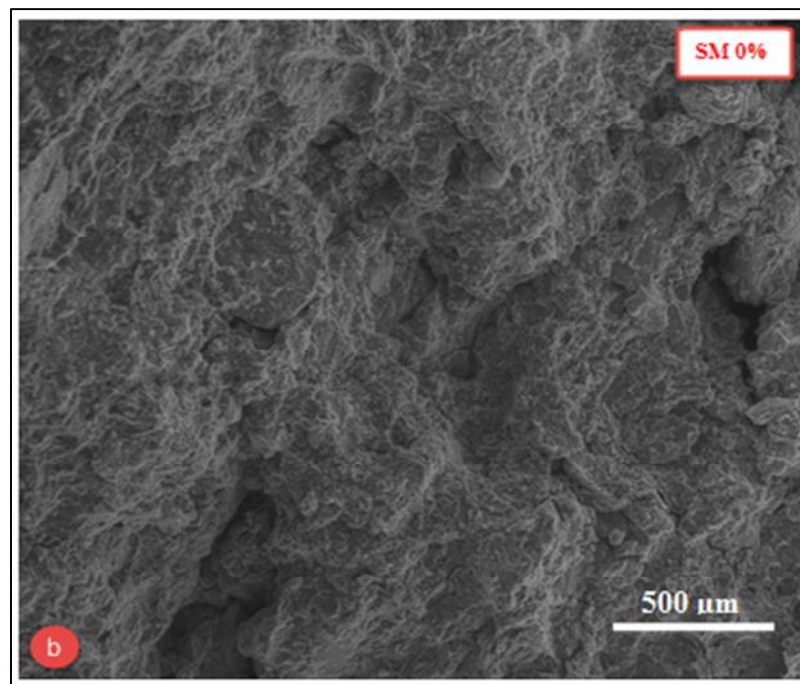


Figure V.8 : Observation au MEBE du sol non traité (SM) à 500 μm.

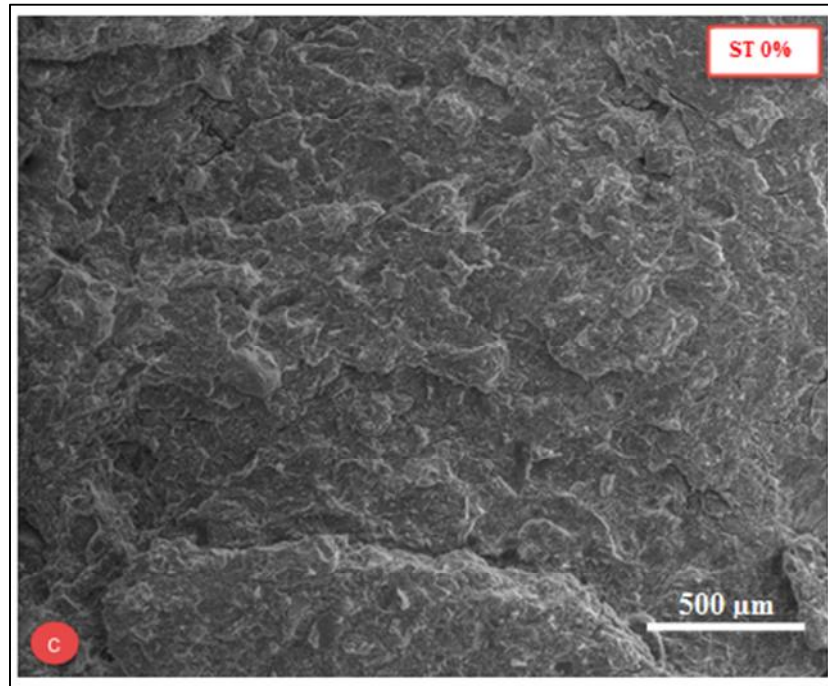


Figure V.9 : Observation au MEBE du sol non traité (ST) à 500 μm

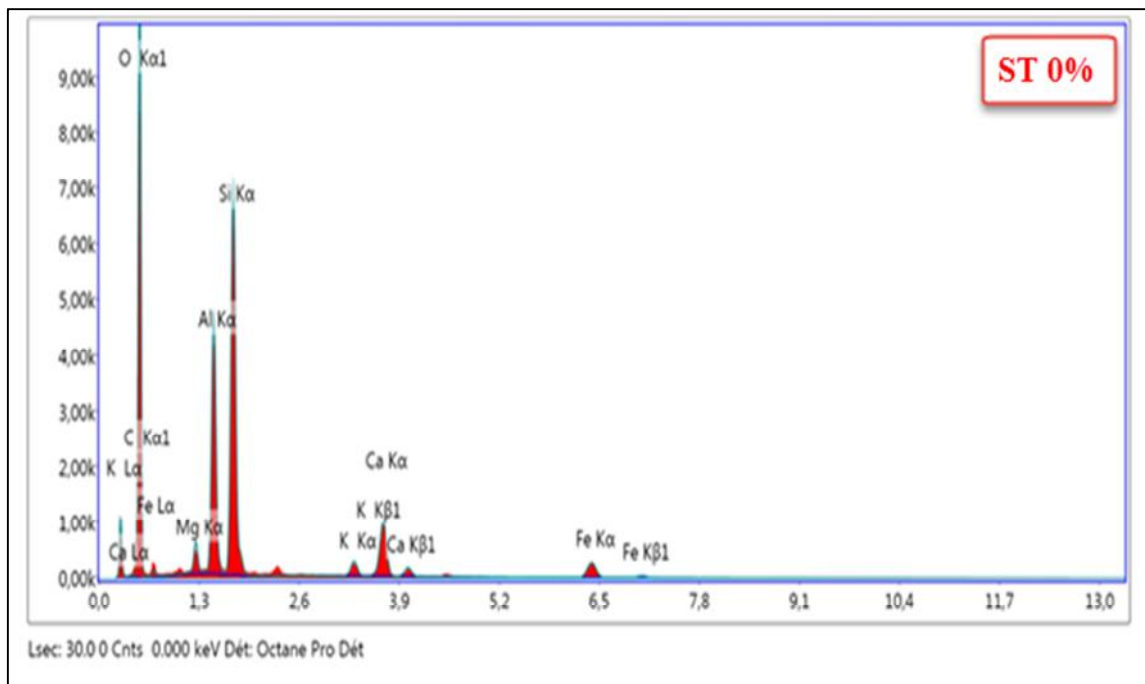


Figure V.10 : Analyse par EDAX du sol ST non traité

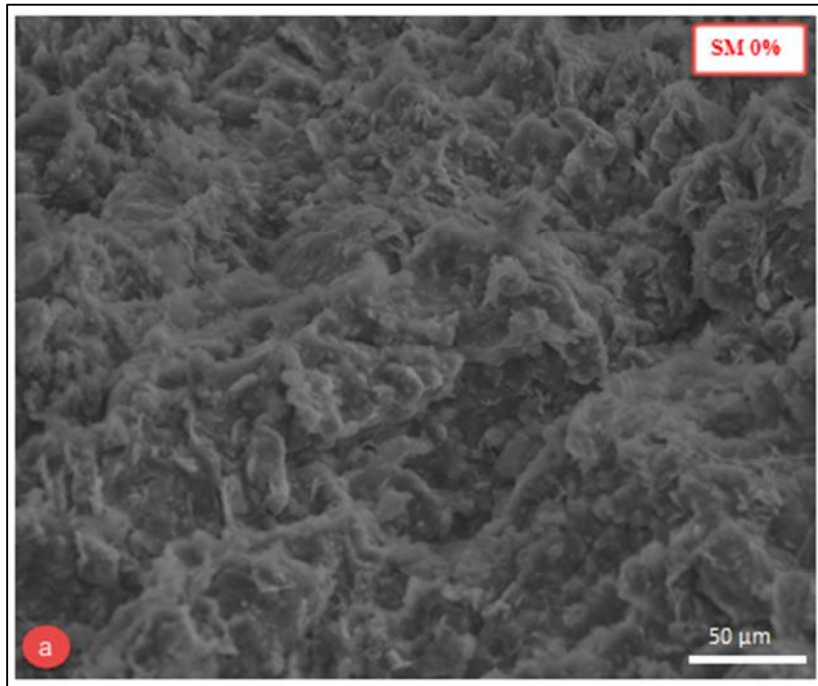


Figure V.11 : Observation au MEBE du sol non traité (SM) à 50 μm

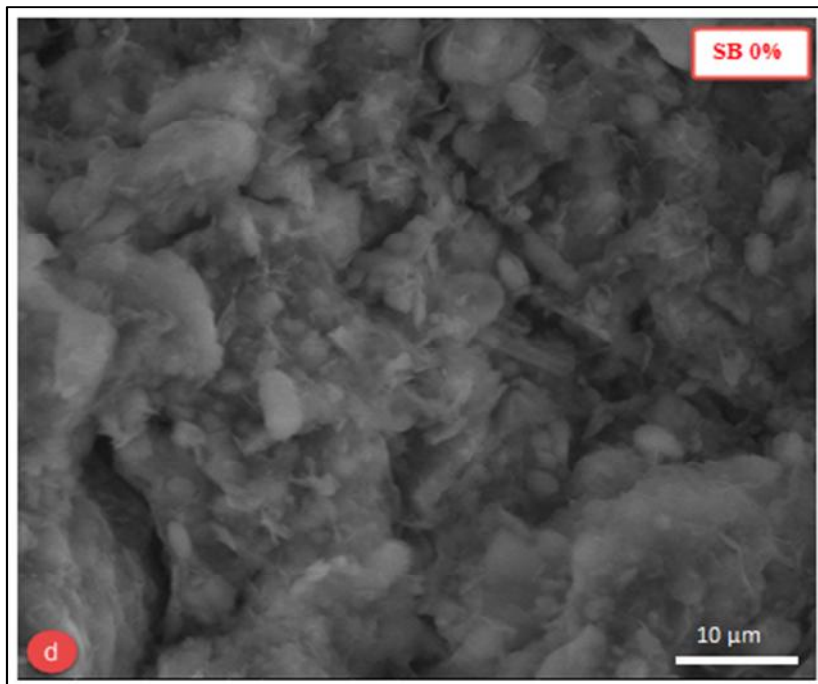


Figure V.12 : Observation au MEBE du sol non traité (SB) à 10 μm

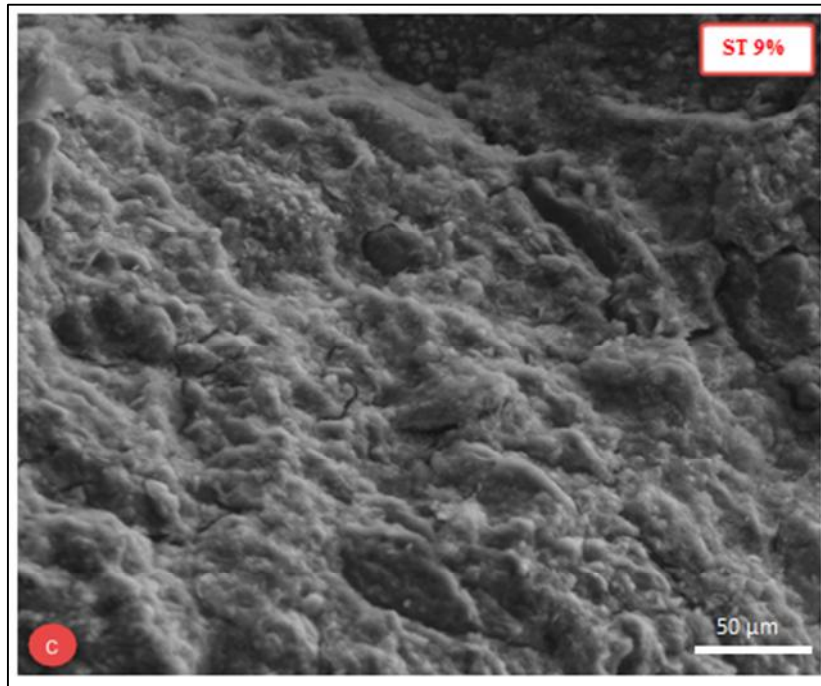


Figure V.13 : Observation au MEBE du sol traité à 9% du ciment (ST) à 50 μm

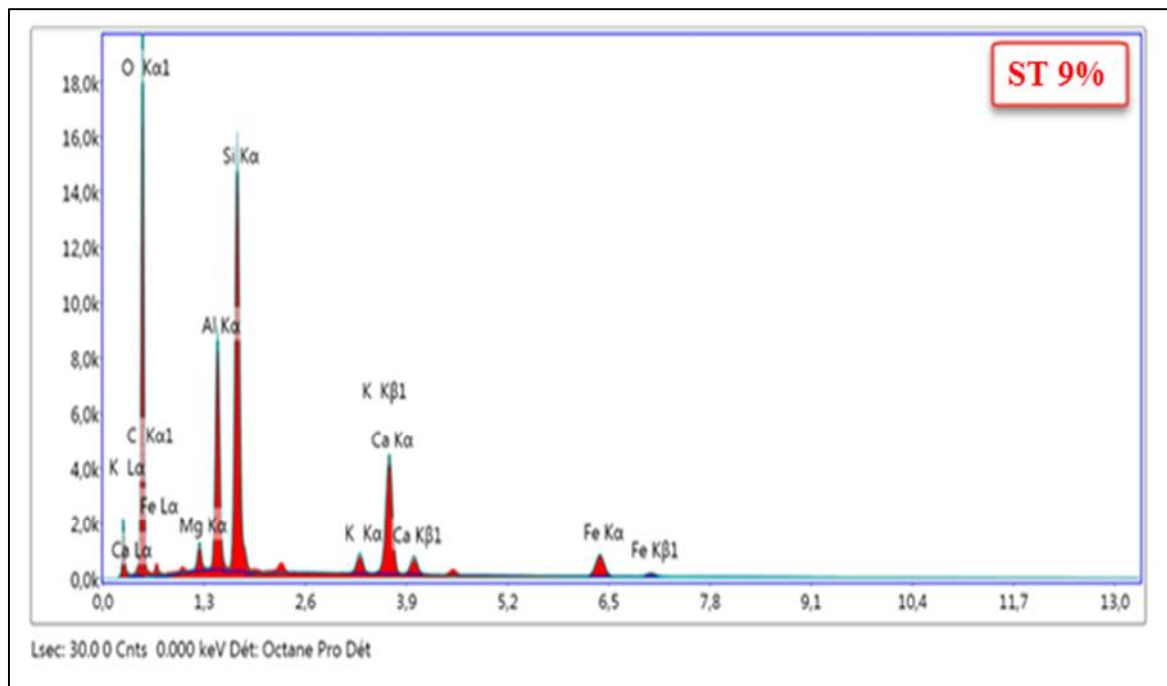


Figure V.14 : Analyse par EDAX du sol ST traité à 9% du ciment

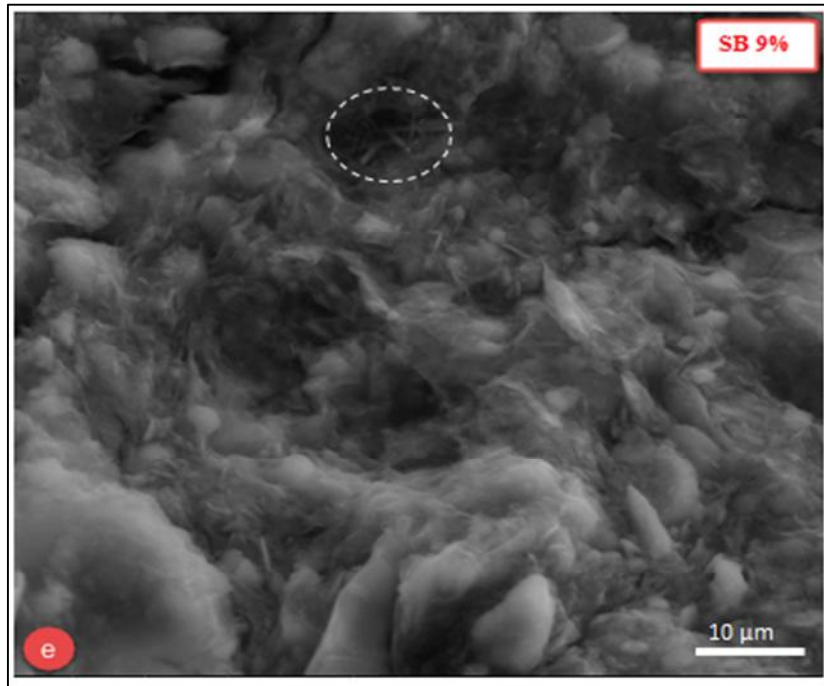


Figure V.15 : Observation au MEBE du sol traité à 9% du ciment (SB) à 10 μm

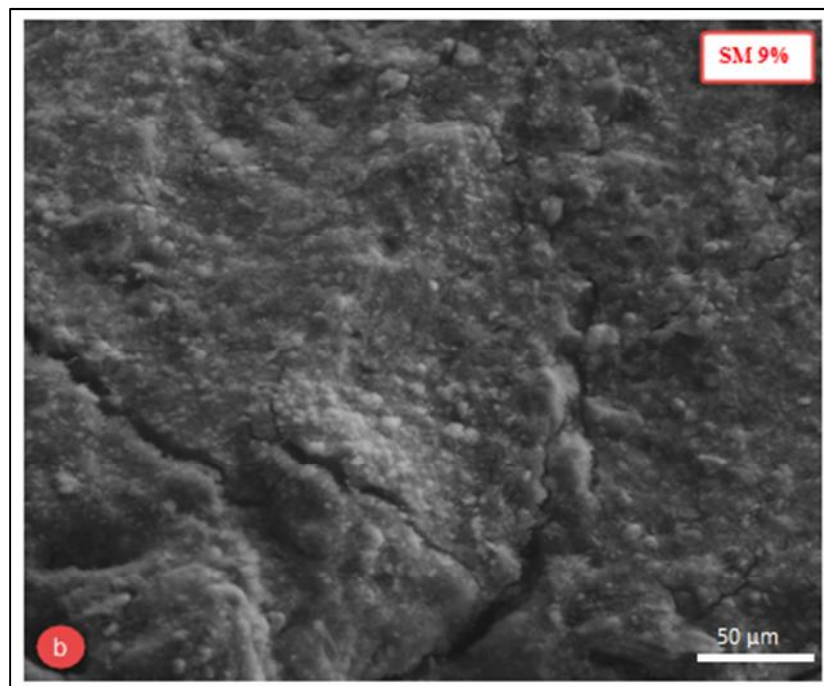


Figure V.16 : Observation au MEBE du sol traité à 9% du ciment (SM) à 50 μm

Pour compléter l'observation, une étude quantitative de l'effet du traitement du ciment est réalisée au moyen de la porosimétrie à intrusion de mercure (MIP). Les sols non traités SM et ST présentés sur la figure V.17 avaient une porosité bimodale commune, avec des populations de pores comprises entre 3350 et 418 nm pour les micropores et 45 et 60 nm pour les nanopores.

Le sol SB non traité présentait une population de pores unique mais étendue de 10 à 3400 nm. Les différences ont probablement été induites par des différences dans la distribution de la taille des particules dans les sols et par de petits changements au cours de la compaction statique. Après traitement au ciment, les populations de pores se sont transformées en deux pores séparés, dans les trois sols traités, avec la première famille centrée à 1450 nm et la seconde à 80 μm (Figure V.18).

Nous avons défini ici à partir des courbes de distribution de taille des pores cumulatifs (PSD) présentées sur la figure V.18 trois populations de pores, nanopores, micropores et macropores, avec des diamètres entre 10-350 nm, 0,35-10 μm et 10-300 μm , respectivement. Notez que la limite de 10 μm est significativement plus grande que la limite de 50 nm souvent adoptée comme limite entre les micropores et les macropores dans le béton.

Des macropores entre les grappes (constituées d'agrégats) et contenant de l'eau libre n'ont pas été observés dans les spécimens après compactage statique. Il semble que le mélange préalable à sec entre le ciment et les particules de sol finement broyées empêche l'apparition de macropores, habituellement observés dans les sols traités au ciment in situ. De plus, les fractures observées dans les images MEB après la congélation du sol dans l'azote liquide ne semblaient pas améliorer l'apparence des macropores. Les micropores (contenant principalement de l'eau capillaire) correspondent à des pores inter-agrégats, tandis que les nanopores sont liés à la porosité intra-agrégats.

La porosimétrie par intrusion de mercure (PIM) dans les tableaux V.1 et V.2 a démontré la présence de deux familles de pores principaux dans chaque échantillon de sol alors que la porosité totale variait entre 39,3% et 42,3%. Des nanopores entre 45-60 nm et des micropores entre 0,4 et 1,4 μm sont visibles. Le sol SB a présenté les micropores avec les tailles les plus basses par rapport aux deux autres sols plus riches en fraction argileuse.

Le PSD des 3 sols SB, SM et ST traités avec 9% de ciment était vraiment similaire, avec des micropores et des nanopores évidents. Comparé aux échantillons initiaux, la microporosité a été considérablement réduite tandis que la nanoporosité a augmenté (Figure V.18). L'augmentation des nanopores les plus petits autour de 10-20 nm peut être liée à la présence de composés cimentaires (Lemaire et al, 2013).

La présence d'argiles mélangées à du C-S-H est probablement à l'origine de l'augmentation et du déplacement de petites nanopores vers des tailles plus grandes jusqu'à 80 nm.

Tous les sols avec ou sans traitement de ciment présentaient une porosité totale (figure V.18) proche de 37-44%. Le traitement cimentaire des sols SM et ST entraîne une augmentation de plusieurs pourcents de la porosité totale, alors que dans le sol SB, il semble que la microstructure s'effondre en diminuant la porosité totale de 42,3% à 37,9%.

Des macrospores ($> 10\mu\text{m}$) ont probablement été formés après le compactage dynamique des agrégats de sol pendant l'essai de Proctor, mais n'ont pas pu être observés dans les sols compactés statiquement sur la figure V.17, à cause du broyage initial du sol de $80\mu\text{m}$. Les micropores d'argile se sont effondrés localement en présence d'ions Ca^{2+} , notamment à la périphérie des blocs de sol. Les ions calcium ne peuvent pas facilement migrer dans la masse du sol en raison de la faible teneur en eau qui réduit leur taux de diffusion.

Cette situation devrait être plus uniforme dans les sols statiquement compactés, après le broyage initial (utilisé pour le test de cisaillement ou le test de gonflement-retrait). Les pores ont été remplis par des produits hydratés provenant de l'hydratation du ciment couplé au développement de la nanoporosité interne des nouvelles phases précipitées.

Les deux phénomènes ont entraîné un traitement du sol à court et à long terme. En conséquence, le traitement de ciment a entraîné une densité sèche inférieure de l'échantillon, quelle que soit la préparation du sol. Cette conclusion est confirmée par la diminution de la macroporosité mesurée par (PIM) sur des sols compactés statiquement sur la figure V.17.

Tableau V.1 : Différent famille des pores pour les sols non traités

	SB+0%	SM+0%	ST+0%
$>10\mu\text{m}$	11,6	7,2	9,9
350nm - $10\mu\text{m}$	41,1	60,8	54,9
10nm- 350 nm	44,5	26,4	30,7
3nm -10nm	2,9	5,6	4,6
Porosité total	42,3	39,3	42,1

Tableau V.2 : Différent famille des pores pour les sols traités

	SB+9%	SM+9%	ST+9%
>10µm	7,1	9,6	6,6
350nm - 10µm	19,8	25,7	29,6
10nm- 350 nm	66,6	57	58,3
3nm -10nm	6,4	6,8	5,5
Porosité total	37,9	44	43,9

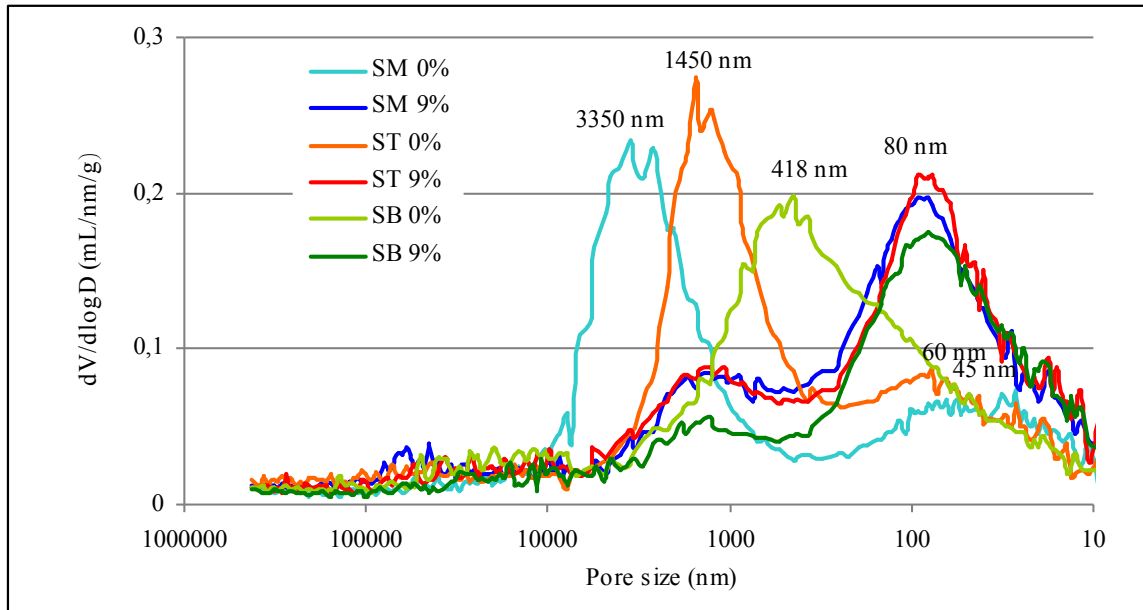


Figure V.17 : Mesures par porosimétrie par intrusion de mercure (a) courbe de distribution des tailles de pores (PSD)

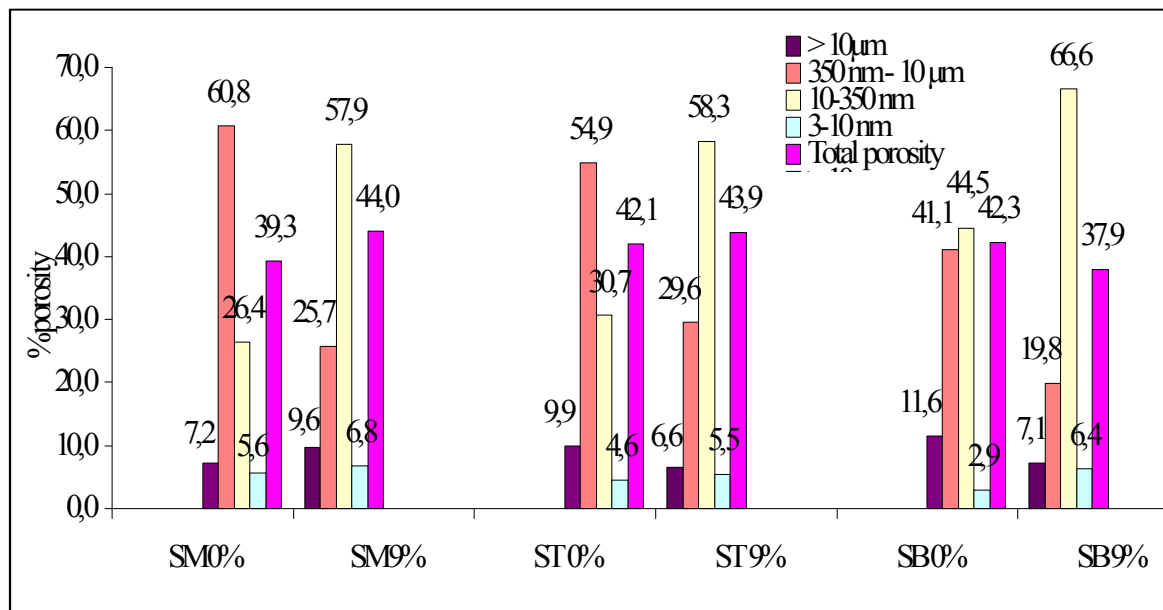


Figure V.18 : Porosité totale (%) et pourcentages de nanopores (3-10 nm), de micropores (10-350 nm) et de macropores (350 nm-10 µm) dans le volume total des pores.

V.6 L'effet du traitement du ciment sur la microstructure des sols SO et STE par le MEB .

La figure V.19 revele que les grains en majorité de quartz sont presque totalement tapissées d'argiles. On constate aussi cette structure laisse une microporosité apparente.

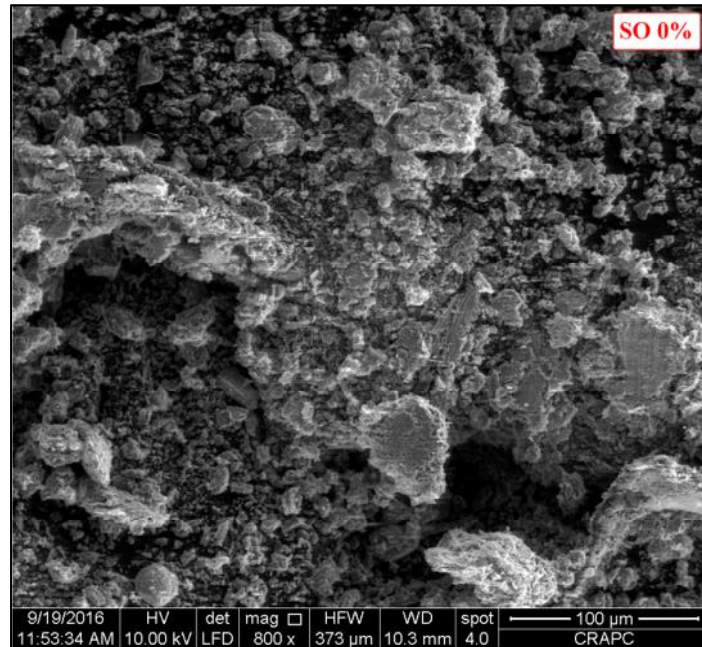


Figure V.19 : Observation au MEB du sol non traité SO (800X)

Pour 1% de ciment au niveau de la figure V.20, on constate des traces de ciment et une porosité qui varie de 200 à 500μm

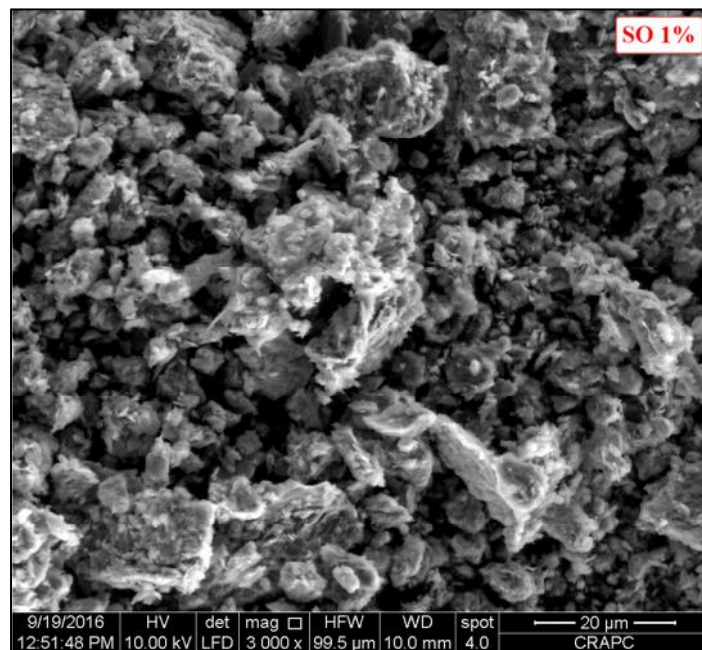


Figure V.20 : Observation au MEB du sol traité (SO) à 1% du ciment (3000X)

Pour le traitement de 3 et 5% (figures V.21 et V.23) la fraction du ciment est clairement apparente par rapport à le traitement de 1% du ciment (figure V.20).

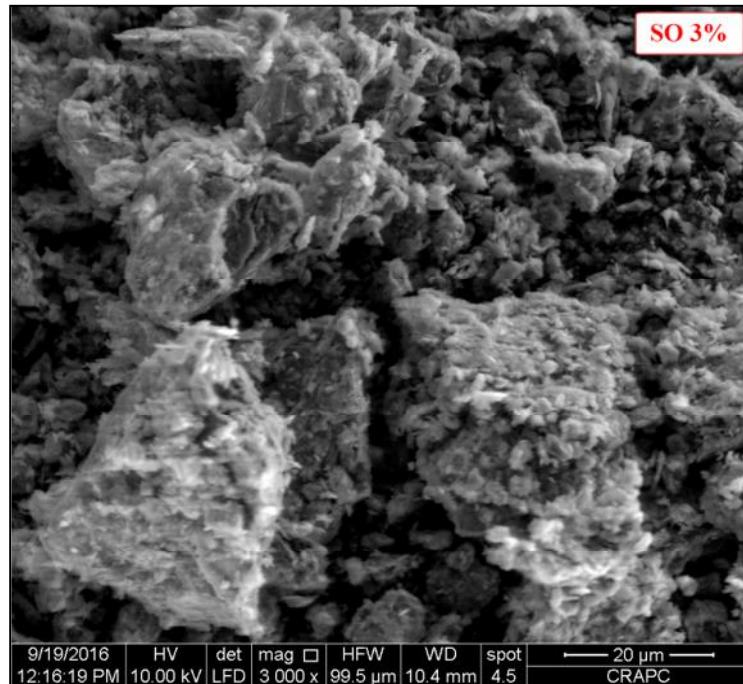


Figure V.21 : Observation au MEB du sol traité (SO) à 3% du ciment (3000X)

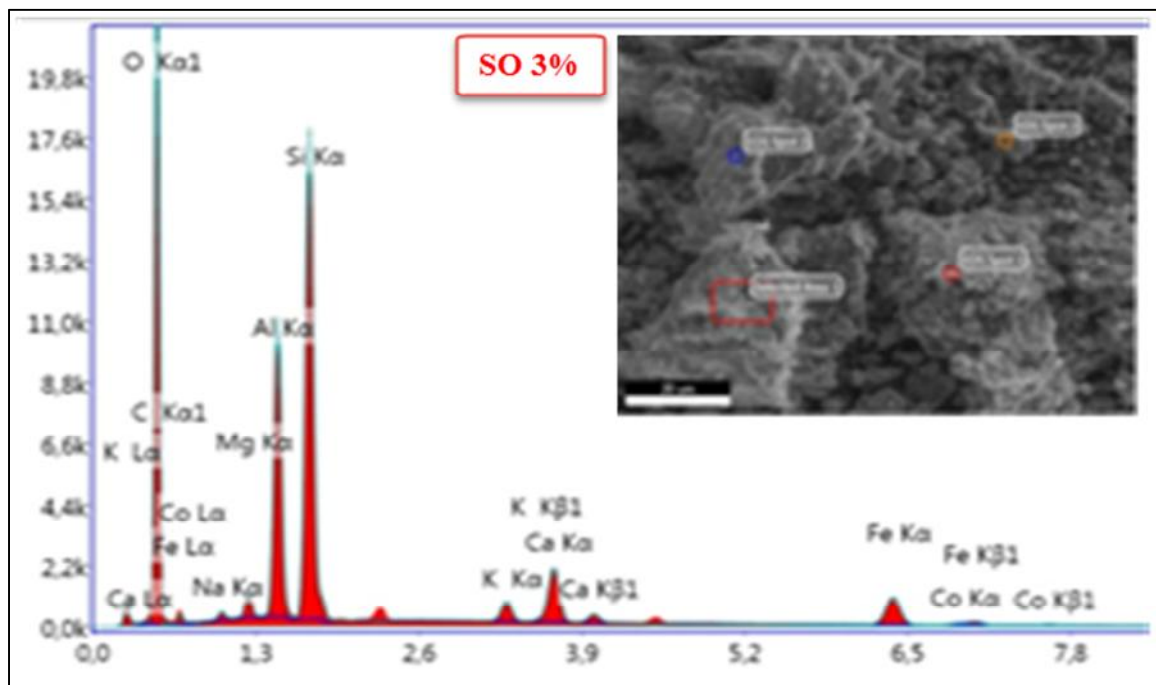


Figure V.22 : Observation au MEB et analyse par EDAX du sol SO traité à 3% du ciment

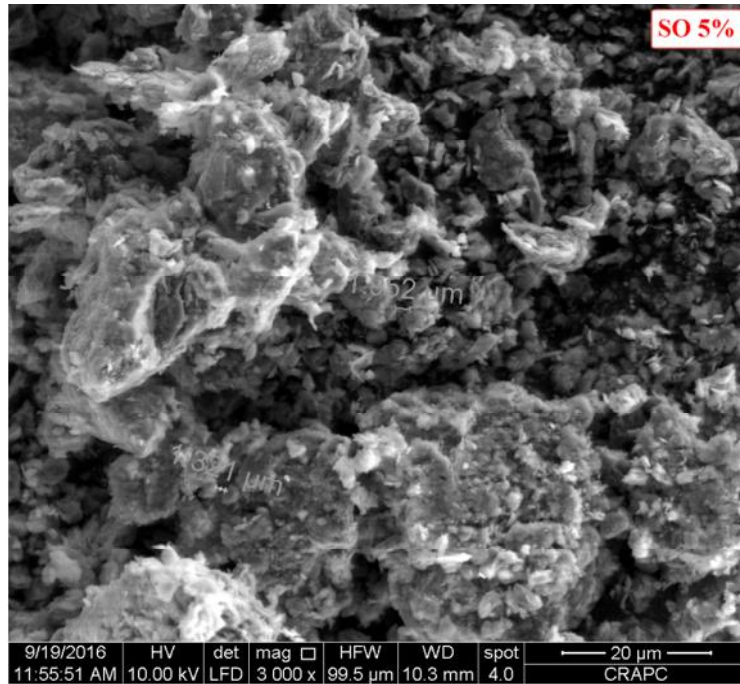


Figure V.23 : Observation au MEB du sol traité (SO) à 5% du ciment (3000X)

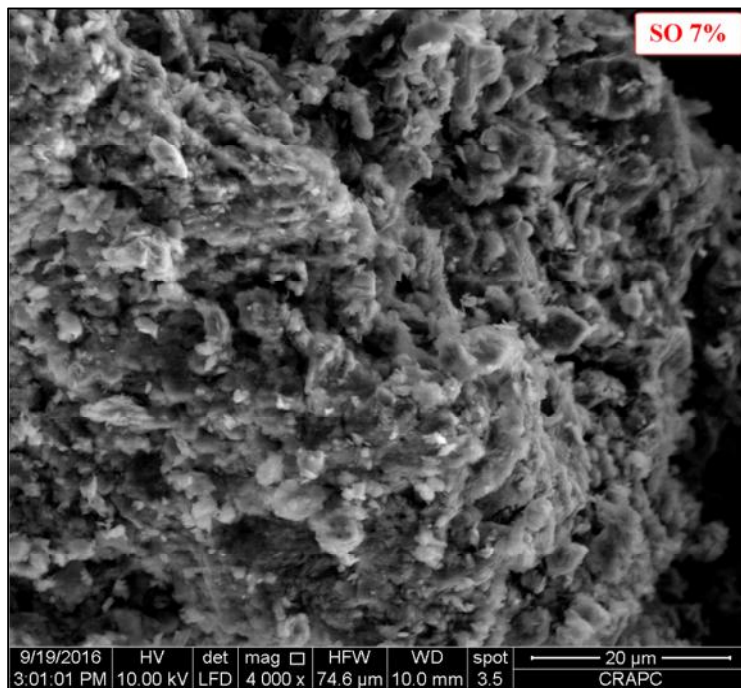


Figure V.24 : Observation au MEB du sol traité (SO) à 7% du ciment (4000X)

Dans la figure V.25, on remarque que le ciment forme une coque enrobant le granulat. La coque moule la topographie de chaque grain et assure leur liaison.

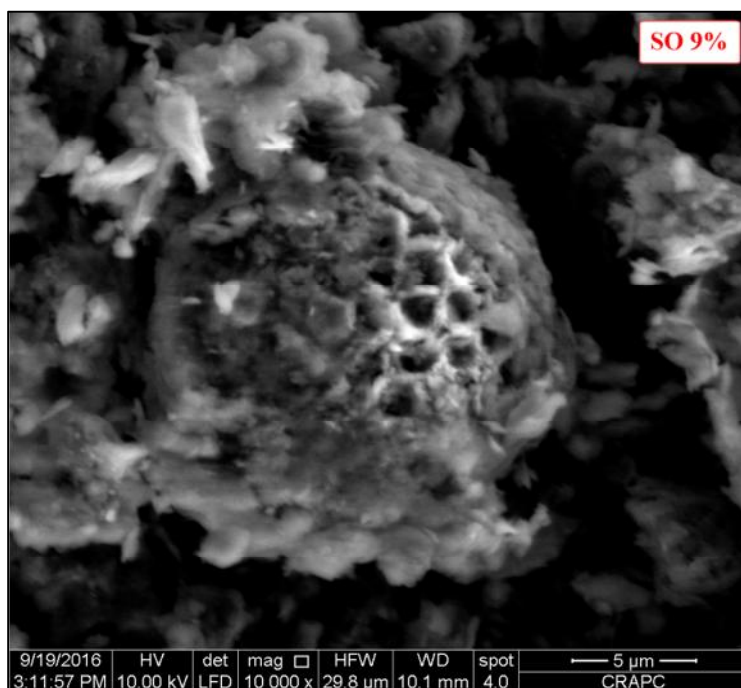


Figure V.25 : Observation au MEB du sol traité (SO) à 9% du ciment (10000X)

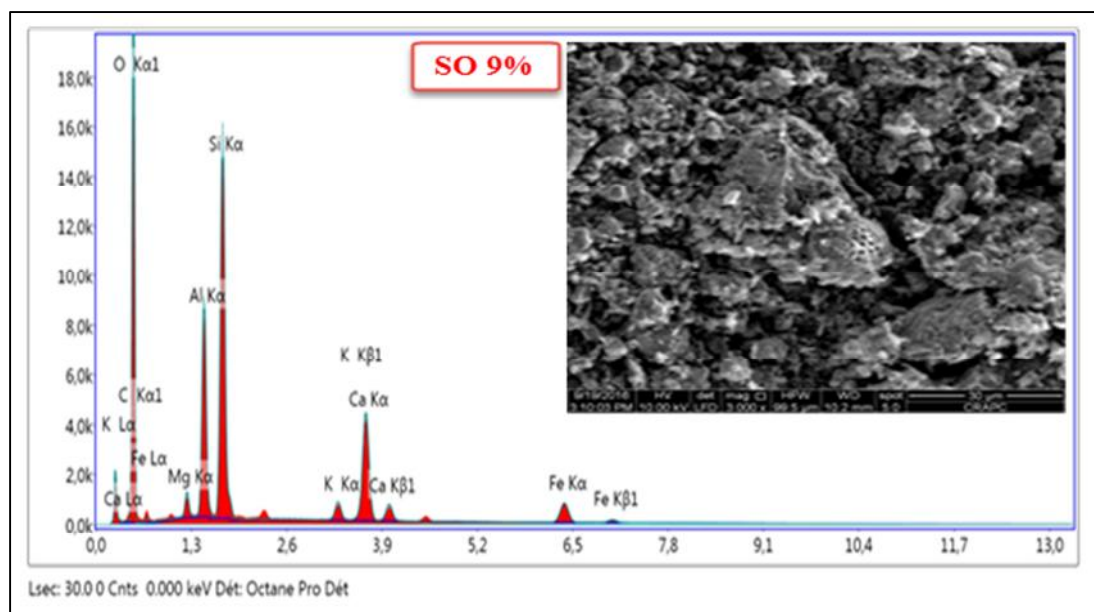


Figure V.26 : Observation au MEB et analyse par EDAX du sol SO traité à 9% du ciment .

La figure V.27 révèle que l'échantillon témoin présente deux types d'agrégats argileux qui s'imbriquent entre eux de façon aléatoire, le premier type peut être attribué à un assemblage de montmorillonite en feuillets empilés. L'espacement entre les feuillets est d'environ 0,1μm. Le second type est également un assemblage des particules argileuses en amas qui sont dispersées aléatoirement qui forme des zones lâches avec la présence des pores inter-granulaire et microcavités du diamètre proche de 6μm. L'analyse par EDAX de la

figure V.28, montre que le matériau présente une concentration de Mg, Al et si à imputer à la présence de la montmorillonite ($\text{MgOAlO}_3\text{SiO}_2\text{H}_2\text{O}$).

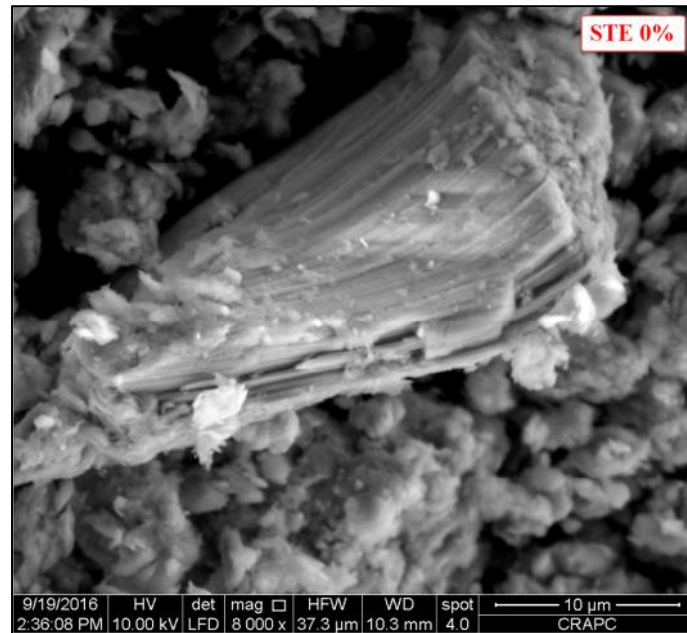


Figure V.27 : Observation au MEB du sol non traité (STE) (8000X)

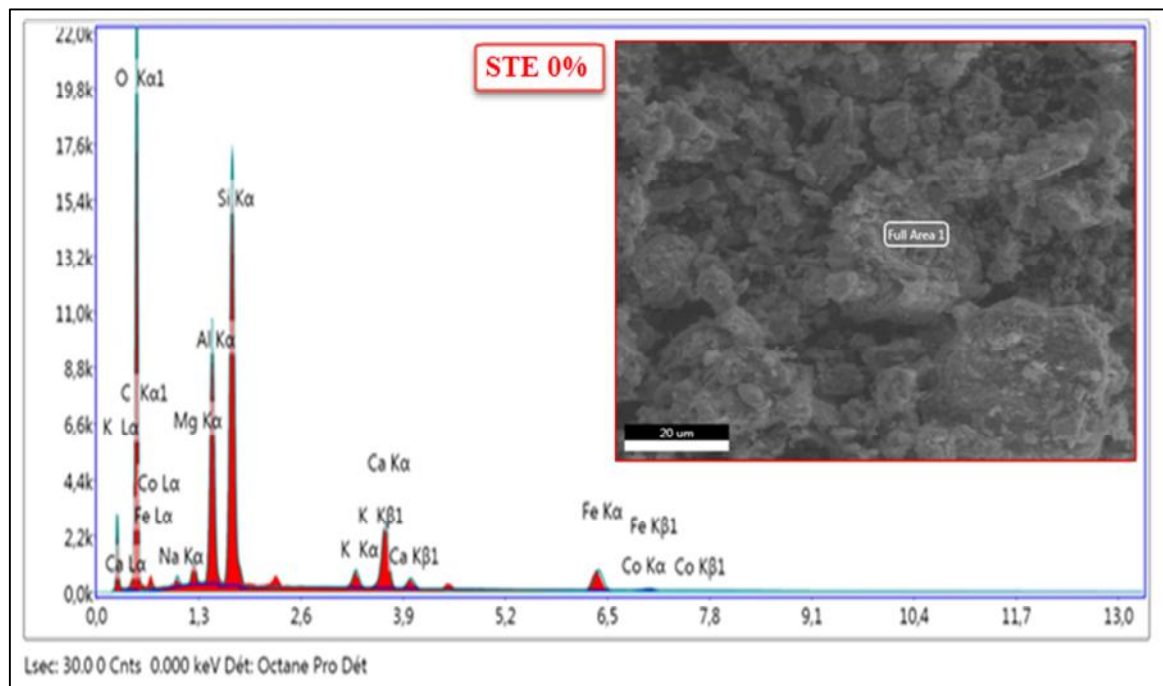


Figure V.28 : Observation au MEB et analyse par EDAX du sol STE non traité

Au niveau de la microstructure de l'échantillon traité par 1% du ciment est presque la même que l'échantillon non traité car l'ajout du ciment de 1% ne modifie pas pratiquement la structure, ce pourcentage de traitement est non significatif par rapport à la masse du sol c'est-à-dire on n'a pas d'influence entre les particules argileuses et celles des éléments de ciment (Figure V.29).

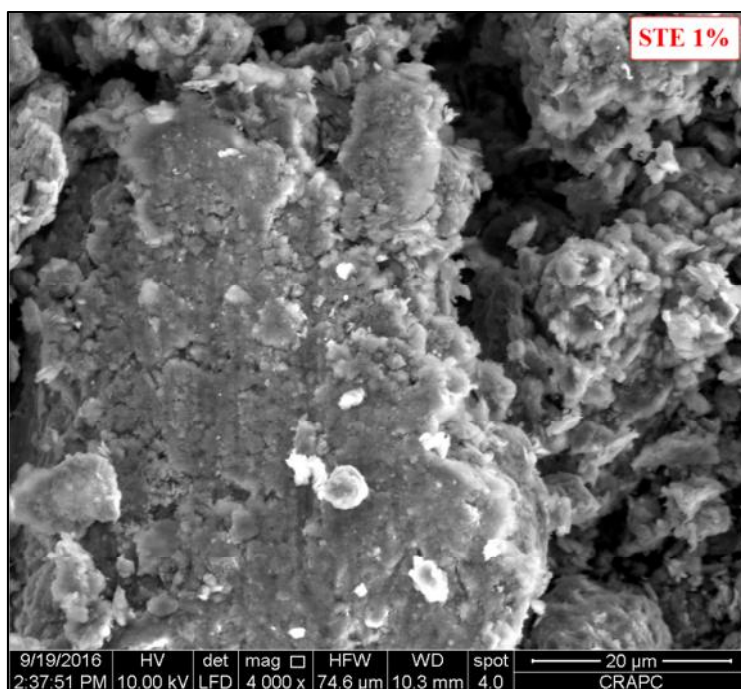


Figure V.29 : Observation au MEB du sol traité (STE) à 1% du ciment (4000X)

Une fois l'augmentation du pourcentage de ciment variant entre 3%, 5% ,7% et 9%, on peut dire que le sol est intégré dans la zone active Suksun Horpibulsuk et al (2010) les figures (V.28, V.32, V.33et V.35) révèlent des produits d'hydratation dans les pores.

On remarque que le ciment recouvre quelques surfaces des grumeaux et qu'il enrobe et forme des coques et rapprochement des grumeaux et la pâte de ciment entre ainsi et forme des ponts liants entre les grumeaux nous pensons que les coques résultent directement de l'hydratation de la poudre de ciment ayant enrobé les grumeaux lors du malaxage (Figure V.30).

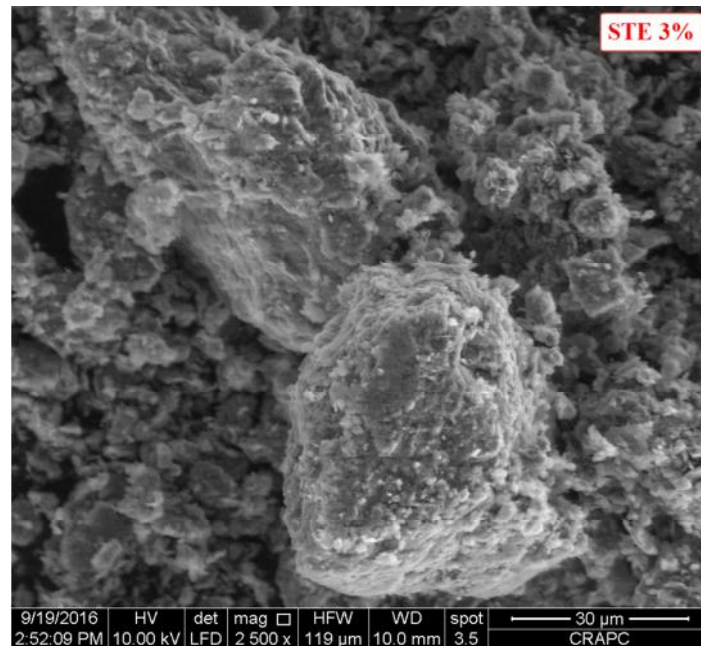


Figure V.30 : Observation au MEB du sol traité (STE) à 3% du ciment (2500X)

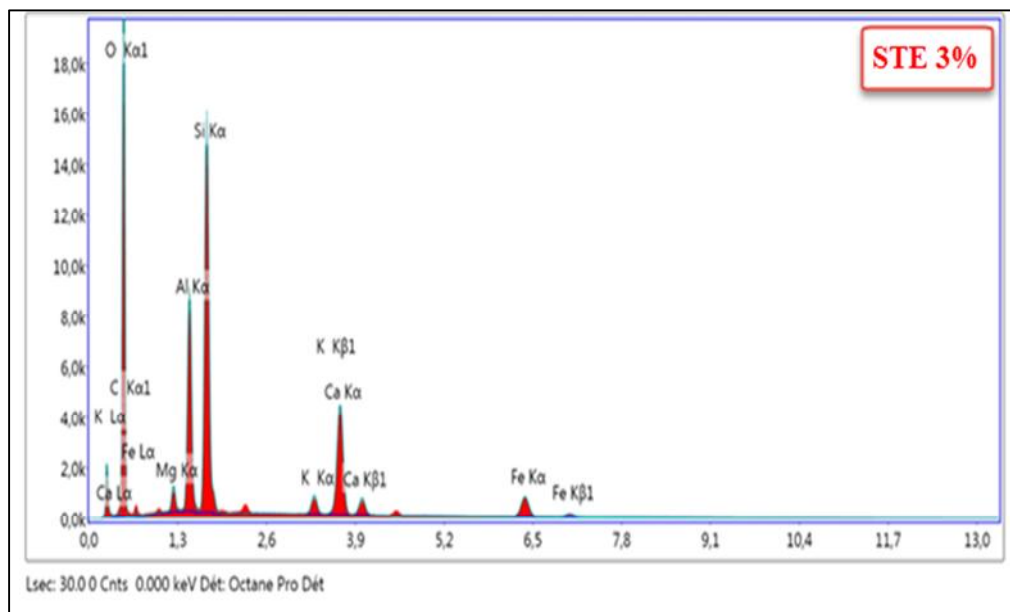


Figure V.31 : Analyse par EDAX du sol STE traité à 3% du ciment

L'ajout de ciment 5% provoque la floculation des argiles, ce réarrangement entraîne la contraction de l'agrégat en donnant une matrice compacte (Figure V.32).

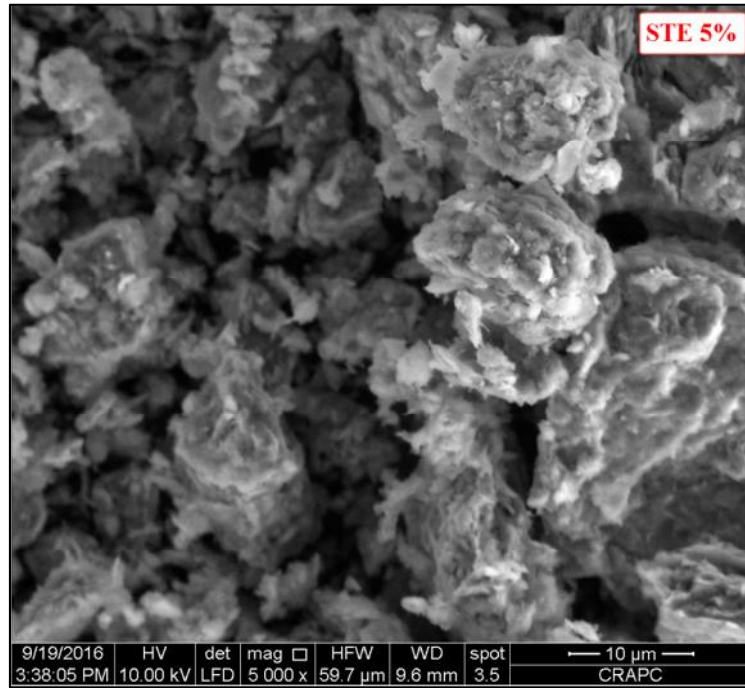


Figure V.32 : Observation au MEB du sol traité (STE) à 5% du ciment (5000X)

On relève que pour l'ajout de 7% de ciment, le ciment pénètre à l'intérieur de la matrice en formant aussi des ponts de liants formé des ettraingitte et on observe aussi une réorganisation du matériau par rapport au sol témoin non traité (Figure V.33).

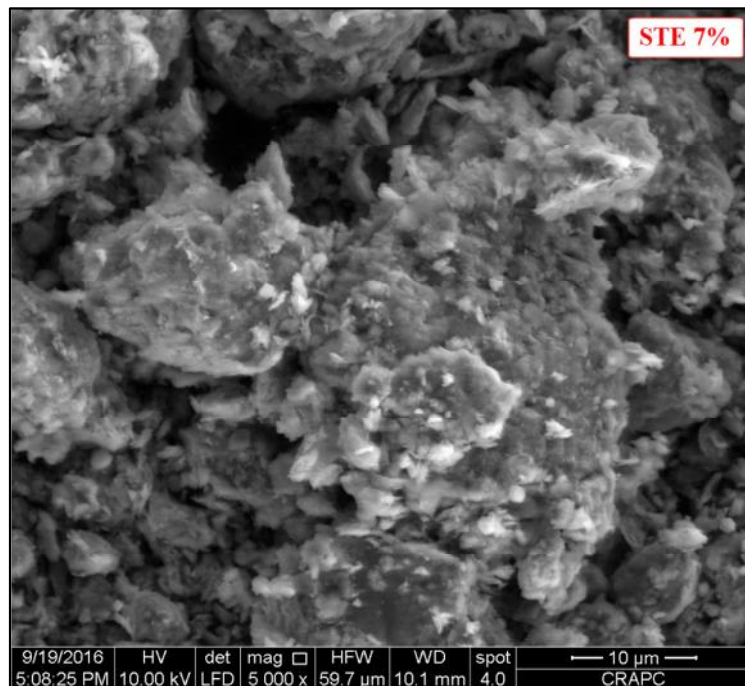


Figure V.33 : Observation au MEB du sol traité (STE) à 7% du ciment (5000X)

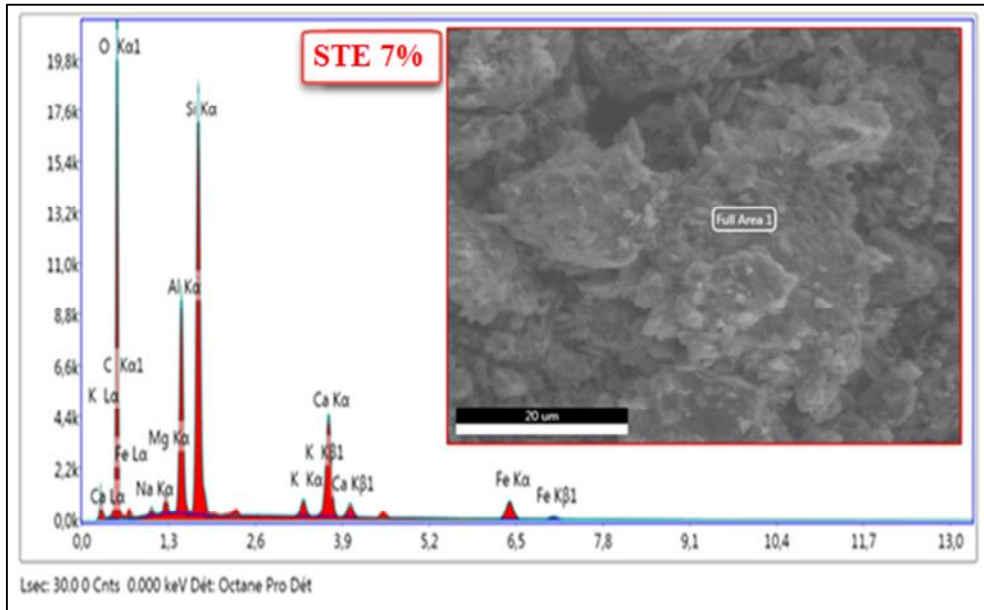


Figure V.34 : Observation au MEB et analyse par EDAX du sol STE traité à 7% du ciment

On constate dans la figure V.35 une forte action du ciment sur la structure et qui lie fortement les grumeaux et la disparition des feuillets individuels et la présence de très peu de paquets ouverts. Cette cimentation qui contribue à la rigidité du sol après stabilisation. La microanalyse chimique de cet échantillon (Figure V.36) montre la présence majoritaire des éléments silicium, aluminium, calcium, magnésium, sodium, charbonnette et oxygène cette composition correspond à celle des hydrates du ciment. Vu la proportion importante du quartz dans les sols SO et STE après leur traitement à 7% et 9% de ciment, on constate une rigidification de l'édifice microstructural.

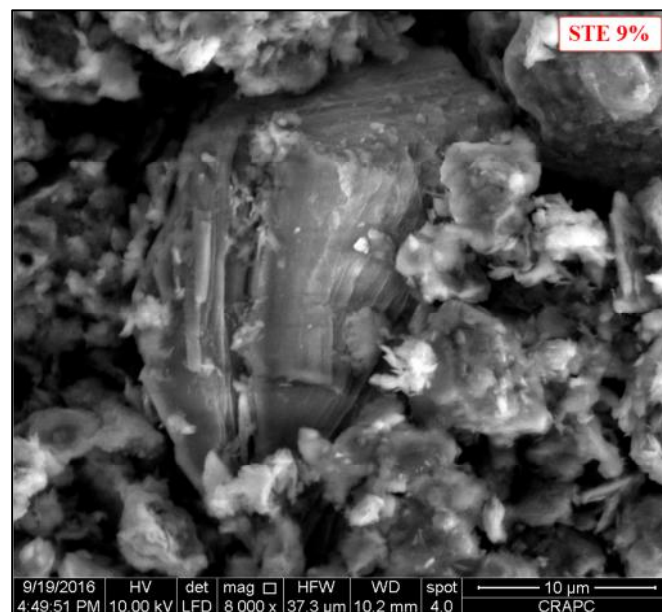


Figure V.35 : Observation au MEB du sol traité (STE) à 9% du ciment (8000X).

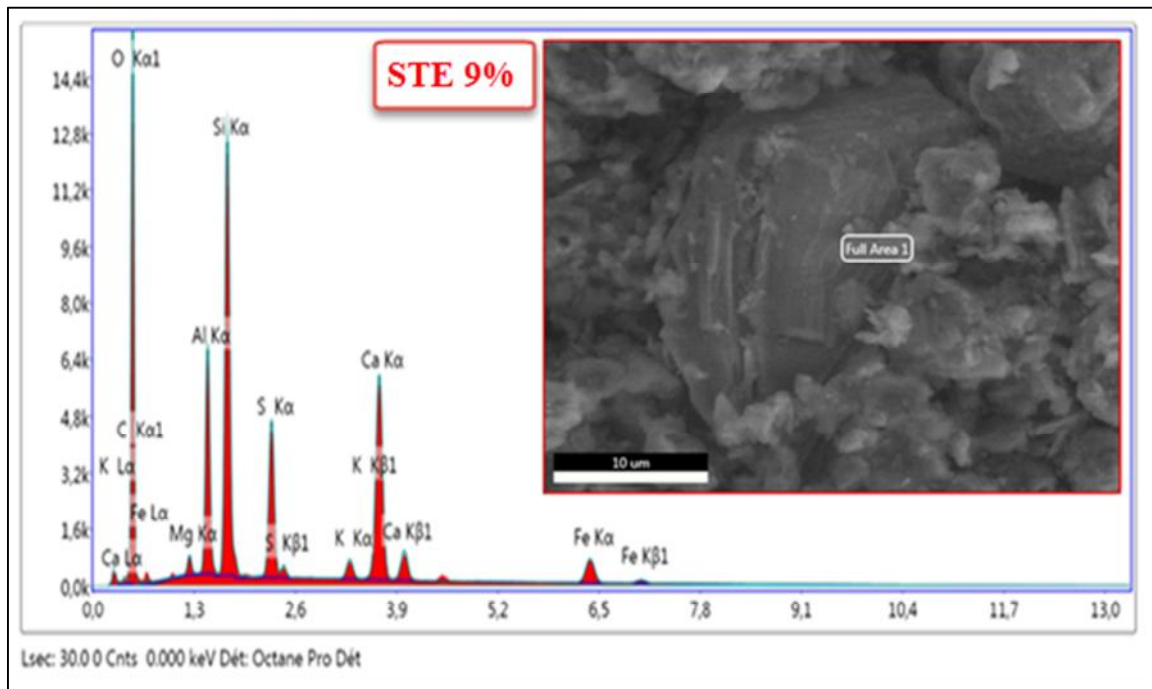


Figure V.36 : Observation au MEB et analyse par EDAX du sol STE traité à 9% du ciment.

les produits cimentaires sont augmentés de manière significative d'après l'analyse EDAX figures (V.31, V.34 et V.36). Ceci, est une conséquence de l'introduction du ciment dans le sol, à savoir que la concentration en ions du calcium Ca^{2+} dans le liquide des pores augmente rapidement au début de la réaction d'hydratation.

Cette augmentation de la concentration des ions de calcium conduit à la substitution du calcium, qui est un cation divalent, par contre les cations monovalents, tels que Na^+ et K^+ , qui ont été préalablement adsorbées sur des surfaces d'argile dans la double couche Bergado et al (1996) et Bhattacharja et al (2003).

L'échange de cations augmente la concentration des ions calcium chargés positivement au voisinage des surfaces des particules et provoque la floculation Herrin et Mitchell (1961), Herzog et Mitchell (1963), et Choquette et al (1987). Ces réactions ionique se produisent entre le calcium qui est l'élément stabilisateur et le couple des éléments (la silice et de l'alumine), qui sont des minéraux argileux résultant en la formation de produits à base de ciment tels que le silicate de calcium-hydrate (CSH), aluminat de calcium-hydrate (CAH) et le calcium-aluminium-silicate-hydrates (CASH). Ces réactions sont affectées par la teneur en eau, la teneur en ciment.

V.7 Conclusion

Ce chapitre regroupe l'ensemble des analyses microstructurales réalisées sur les échantillons traités par le ciment à différents pourcentages et non traités pour étudier leurs caractéristique minéralogique microstructurale et de les lie avec les paramètres géotechniques telles que (Limite de liquidité W_L , limite de plasticité W_p , indice de plasticité I_p , valeur de bleu de méthylène VBS, déformation total G_{tot}).

Les résultats obtenus montrent clairement que le ciment a une efficacité très forte sur la réduction du gonflement et le traitement en ciment modifie la texture de l'argile, il diminue le nombre de pores ayant une grande dimension mais il connecte les pores, ce traitement diminue également la taille des agrégats.

CONCLUSION

GENERALE

Conclusion générale

Plusieurs constructions ont été affectées par le phénomène de gonflement dans la région des Aurès, sachant que le traitement au ciment améliore considérablement le comportement mécanique des sols à problèmes. Pour faire face à ce phénomène de gonflement dans cette région, on a tracé un Protocol expérimental très important contenant plusieurs essais tels que (essais de consistance, compactage, cisaillement, compressibilité, essais chimiques, microstructure.....).

Les résultats obtenus aux conclusions suivantes :

- Les résultats obtenus ont bien illustrés que le traitement par le ciment améliore les caractéristiques géotechniques et mécaniques des différents sols, notamment la limite de plasticité et la limite de retrait ont été augmentés avec les différentes teneurs en ciment ajoutées. Par contre, la limite de liquidité et l'indice de plasticité diminuent, donc l'étude confirme que le ciment améliore la maniabilité des sols gonflants.

- Le potentiel de gonflement ainsi que la pression du gonflement ont été réduits après l'ajout du ciment à différents dosages, cependant un traitement de ciment à 9% réduit le potentiel de gonflement de 75 à 91% pour les sols testés, ce qui correspond à une diminution de la pression de gonflement de 70 à 81%.

- De plus, les teneurs en eau optimales de Proctor ont été augmentées alors les densités sèches ont été diminuées.

- La déformation totale des trois sols (SB, SM et ST) après traitement par le ciment a fait l'objet d'une approximation par des équations polynomiales du 3^{ème} degré après corrélation des ces équations avec celles de la limites de retrait $W_r = f(A_c)$ et $I_p = f(A_c)$ en donnant la position de deux limites observées sur les courbes W_r (ou W_p) par rapport au pourcentage de ciment ajouté. Ces deux limites révèlent l'existence de trois zones de gonflement. La zone I correspond à une augmentation significative de la limite de rétraction avec un fort potentiel de gonflement, mais l'addition de ciment n'a pas encore joué son rôle de stabilisant. La zone II correspond à un plateau où la limite de retrait augmente légèrement, accompagnée d'une légère réduction du gonflement. C'est le début de l'effet du stabilisateur. La zone III montre une nouvelle augmentation significative des limites de retrait. Le gonflement est réduit à zéro avec le renforcement de la structure.

Afin d'interpréter les données, la préparation de l'échantillon impactant la microstructure du sol et le développement du CSH, la minéralogie de l'échantillon (la fraction argileuse

interfère avec l'hydratation du ciment mais favorise la réaction pouzzolanique à long terme). Les ions calcium dans le sol) sont des paramètres importants à considérer.

L'approche microstructurale du traitement du ciment du sol était en accord avec l'idée que le ciment agissait comme agent de floculation à court terme, mais avec une efficacité médiocre par rapport à la chaux. En effet, le traitement du ciment a réduit la sensibilité à l'eau des particules d'argile en raison de l'effet des ions calcium.

Cet effet de floculation expliquait la diminution de l'amplitude du gonflement, de la valeur du bleu de méthylène (VBS) ou de l'indice de plasticité. La valeur de bleu de méthylène (VBS) déterminé sur les particules du sol sans période de durcissement est sensible à l'effet floculant de l'ajout de ciment, qui atteint un maximum en fonction de la teneur en argile, et correspondant à la saturation en Ca^{2+} des argiles.

La teneur en Ca^{2+} des particules du sol explique en partie pourquoi la valeur de bleu de méthylène (VBS) a atteint un minimum pour une addition de ciment de 7 à 8% dans les sols testés. Ce maximum coïncide également avec la teneur en ciment nécessaire pour atteindre la valeur maximale de la cohésion c et l'angle de frottement ϕ .

Inversement, les limites de rétrécissement w_r , les pressions de gonflement σ_g , les déformations totales de rétraction après gonflement $Stot$, les potentiels de gonflement G , les cohésions c et les angles de frottement ϕ ont été mesurées après 28 jours de durcissement sur des échantillons de sols préalablement broyés à 80 μm et intimement mélangé avec du ciment. Dans ce cas, la microstructure du sol a joué un rôle déterminant. La répartition du ciment dans les éprouvettes compactées statiquement (différente de celle des spécimens compactés dynamiquement pour le test de Proctor) a eu un impact sur le développement du C-S-H et sur l'efficacité du renforcement.

Sur le long terme, le ciment liait les agrégats argileux grâce à des produits hydratés précipités tels que le silicate de calcium hydraté qui modifiait la répartition des pores, et était à l'origine du raidissement du sol accompagné d'une diminution de la densité.

Perspectives

- Complément de la présente étude par des essais triaxiaux pour étudier les comportements mécaniques des sols gonflants.
- Traitements des mêmes sols par les déchets de construction.
- Etude du comportement des sols gonflants par les différentes mesures de succion.

REFERENCES

BIBLIOGRAPHIQUES

Références Bibliographiques

- [1] Aboubekr N., et Aissa Mamoune S. M., 2004 "Stabilisation des sols gonflants par les sels"Conférence Internationale de Géotechnique – Beyrouth. Département de Génie Civil, Faculté des Sciences de l'Ingénieur, Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen, BP 230 Tlemcen (13000).
- [2] Afès M. (1999) "Stabilisation des Sols Gonflants: Cas d'une Argile en Provenance de Mila (Algérie)". Thèse de doctorat. Institut National des Sciences Appliquées (I.N.S.A) de Lyon (France).
- [3] AFNOR NF P94-051, (1993) Détermination des limites d'Atterberg la limite à la coupelle – limite de plasticité au rouleau.
- [4] AFNOR NF P94-050, (1995) Détermination de la teneur en l'eau pondérale des matériaux- Méthode par étuvage.
- [5] AFNOR NF P94-056, (1996) Analyse granulométrique, méthode de tamisage par voie humide.
- [6] AFNOR NF P94-057, (1992) Analyse granulométrique des sols par sedimentométrie.
- [7] AFNOR NF P94-048, (1996) Détermination de teneur en carbonate – méthode de Calcimeter.
- [8] AFNOR NF P11-300, (1992) "Exécution des terrassements, Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et couche de forme",.
- [9] AFNOR NF P94-68, (1998) "Sols: reconnaissance et essais, Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol-Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à la tâche".
- [10] AFNOR NF P 94-093, (1999) "Sols: Reconnaissance et essais Détermination des références de compactage d'un matériau, Essai Proctor normal — Essai Proctor modifié".
- [11] AFNOR standard NF P94-071-1, (1994) "sols: Reconnaissance et essais Essai de cisaillement rectiligne à la boîte, Partie 1 : cisaillement direct".
- [12] Aissa Mamoune S.M., Djedid A. A., et Bekkouche A 2002 "Technique de stabilisation des sols expansifs" Journées d'Études sur les Sols Gonflants-JESG 27 Octobre 2002, Tlemcen Département de Génie Civil, Faculté des Sciences de l'Ingénieur, Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen, BP 230 Tlemcen (13000).
- [13] Aissa Mamoune., (2002); "contribution a la mesure, prévision et modélisation du comportement des sols expansifs". Thèse magister Université Abou bakr Belkaid, Tlemcen.
- [14] Aitchinson G.D. (1961). Relationship of moisture stress and effective stress functions in unsaturated soils. Conf. Pore Pressures, Butterworths, Lond. (1.2.3), (1.2.4).

- [15] Aitchinson G.D. (1965a). Editeur scientifique. Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas. A Symposium in print, convened by Soil mechanics section, Commonwealth scientific and industrial research Organization, Australia. 278 p. (1.2.1).
- [16] Aitchinson G.D. (1965b). Panelist intervention. Proc. 6th. ICSMFE 3, Montreal. 318-321. (1.2.4).
- [17] Allam.O, (2011) : «Etude au laboratoire de l'influence des sels sur la pression de gonflement des marne», mémoire de magister université de TLEMCEM, Algerie.
- [18] Alonso E., Gens A. et Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique* 40 (3). 405-430. (1.2.5), (1.2.7), (1.2.8), (4.1).
- [19] Alonso E., Pereira J.M., Vaunat J. et Olivella S. (2010). A microstructurally based effective stress for unsaturated soils. *Géotechnique* 60 (12). 913-925. (1.2.5).
- [20] Altemeyer W.T. (1955) "Discussion of engineering properties of expansive clays". *Proceeding ASCE* 81 (separate 658), pp. 17-19.
- [21] Al-Mhaidib, A.I., (2006) "Swelling behavior of expansive shale: a case study from Saudi Arabia" In: Al-Rawas, A.A., Goosen, M.F.A. (Eds.), *Expansive Soils: Recent Advances in Characterization and Treatment*. Taylor & Francis Group, pp 273–287.
- [22] Al-Rawas, A.A., Hugo, A.W., et Al-Sarmi, H., (2005) "Effect of lime, cement and Sarooj (artificial pozzolan) on the swelling potential of an expansive soil from Oman". *Building and Environment*, 40. Elsevier, pp. 267–281.
- [23] ASTM D 4546-96 "One-Dimensional swell or Settlement Potential of Cohesive Soils". American society for testing and materials.
- [24] Azam, S. (2007). "Study on the swelling behaviour of blended clay-sand soils." *Geotechnical and Geological Engineering*, 25(3): 369–381.
- [25] Azzouz .F.Z, (2006) :«Contribution a l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région de Tlemcen», mémoire de magister université de Tlemcen, Algérie.
- [26] Badger W.W. and Lohnes R.A. (1973). Pore structure of friable loess, *HRB record* 429: 14-25.
- [27] Bandyopadhyay, S. S. (1981). "Prediction of swelling potential for natural soils." *Journal of Geotechnical Engineering*, 107(5): 658–691.
- [28] Barden L., Madedor A.O. et Sides G.R. (1969). Volume change characteristics of unsaturated clays. *J. Soil Mech. Fdn Engng, Am. Soc. Civ. Engrs* 95, SM1. 33-51. (1.2.5), (1.2.7), (1.4).
- [29] Barden L., Mc Gown A. et Collins K. (1973). The collapse mechanism in partly saturated soil. *Eng. Geol.* 7. 49-60. (1.4.1).

- [30] Barden L. et Sides G.R. (1970). Engineering behavior and structure of compacted Clay, ASCE 96, SM4, pp 1171-1200.
- [31] BEKKOUCHE A., DJEDID A., MAMOUNE S.M. & ZOUBIR A. (2003) - "Esquisse de la carte géotechnique du groupement Tlemcen-Mansourah-Chetouane", Implication de la géotechnique dans le développement Marrakech, Maroc.
- [32] BELABBACI Z., MAMOUNE S. & BEKKOUCHE A. (2012) - "Laboratory Study of the Influence of Mineral Salts on Swelling", Earth Science Research Journal, 2 (2), 135-142.
- [33] Bengraa .H, (2004); " Contribution a l'Etude de la stabilisation du gonflement par ajout du sable ". Thèse de magister Université de Mohamed Boudiaf U.S.T.O, Oran
- [34] BenJdidia M., Bouarada Z. et Khemakhem M., 2002 "Traitement d'une argile gonflante par la chaux vive" Journées d'études sur les sols gonflants-JESG 27 Octobre 2002, Tlemcen
- [35] Bigot G, Zerhouni M.I. (2000) "Retrait, gonflement et tassement des sols fins. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°229, 105-114.
- [36] Bouras.O, (2003) " Propriétés adsorbantes d'argiles pontées organophiles : synthèse et caractérisation " Thèse de doctorat de l'Université de Limoges.
- [37] Bouroukba S., (2001); "Contribution a l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région d'Oran ". Thèse de magister Université de Mohamed Boudiaf U.S.T.O, Oran.
- [38] Brackley, I. J. A. (1975b). "A model of unsaturated clay structure and its application to swell behaviour." Proceedings of the 6th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban, South Africa, pp. C26–C34.
- [39] BRE-UK (1980) - "Classification of swelling soil", Building Research Establishment United Kingdom.
- [40] Bultel Frédéric, (2001); «Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels». Thèse doctorat l'école nationale des ponts et chaussées.
- [41] Cabane.N, (2004) : «Sols traités à la chaux et aux liants hydrauliques : Contribution a l'identification et a l'analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation», thèse de doctorat, école nationale supérieure des mines de Saint-Etienne, France.
- [42] Caillère S. and Henin S. Rautureau M. (1982). Minéralogie des argiles.1. Classification et nomenclature, INRA, Actualités scientifiques et agronomiques,9, Ed, Masson, Paris, 2^{ème} édition, 189p.
- [43] CHEN C.W. (2016) - Mineralogical approach to use the non-qualified fine aggregates in asphalt concrete pavement, PhD thesis University Paris Est, France.
- [44] Chen F.H. (1973) -The basic physical property of expansive soils. 3rd Int. conf. on

- expansive soils, pp 17-26.
- [45] Chen F.H. (1988) Foundations on expansive soils. Developments in Geotechnical Engineering, Elsevier Publishing Co., vol. 54, 464p.
- [46] Chen, F. H. (1975). Foundations on Expansive Soils. Elsevier Scientific Pub. Co., Amsterdam, Netherlands.
- [47] CHEW S. H., KAMRUZZAMAN A.H.M. & LEE F.H., (2004) - Physico-chemical and engineering behavior of cement treated clays, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130, 7, 696-706.
- [48] CHEW S. H. & LEE F. H. (2006) - Microstructure of cement-treated Singapore marine clay, Ground Improvement, 10, 3, 113–123.
- [49] CHOQUETTE M., MARC A-B. & LOCAT J. (1987) - Mineralogical and microtextural changes associated with lime stabilization of marine clays from eastern Canada, Applied Clay Science, 2(3), 215–232.
- [50] Collins K, McGown A. (1974) "The form and function of microfabric features in a variety of natural soils". Géotechnique, Vol. XXIV, n° 2, pp 223-254.
- [51] Collins K. (1984). Characterisation of expansive soil microfabric. Proc. 5th Int. Conf. Expansive soils, adelaide. 37-41. (1.2.6).
- [52] Croney D. et Coleman J.D. (1954). Soil structure in relation to soil suction (pF). J. Soil Sci. 5.75–84. (1.2.2).
- [53] Croney D., Coleman J.D. et Black W.P.M. (1958). The movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance. Highway research board, special report n°40, Washington. (1.2.3).
- [54] Cuisinier O et Masrouri F. (2004). Microstructure et comportement hydromécanique d'un sol gonflant non saturé. Revue française de géotechnique, n 108, pp. 47-56.
- [55] Çimen, Ö., Keskin, S. N., and Yıldırım, H. (2012). "Prediction of swelling potential and pressure in compacted clay." Arabian Journal of Science and Engineering, 37(6): PP :1535-1546
- [56] Çokça E. (2002). "Relationship between methylene blue value, initial soil suction and swell percent of expansive soils." Turkish Journal of Engineering and Environmental Sciences, 26(6), 521-530.
- [57] Dakshanamurthy V. & RAMAN V. (1973) - "A simple method of identifying an expansive soil", Soils and Foundations, 13 (1), 97–104.
- [58] Delage P. (1979). Etude du milieu poreux et de la texture d'argiles sensibles du Québec, Thèse Univ. P. et M. Curie et ENSMP, 133p.
- [59] Delage P., and Lefebvre, G. (1984). "Study of the structure of a sensitive Champlain clay and of its evolution during consolidation." Canadian Geotechnical Journal, 21,21–35.

- [60] Delage P., Pellerin F.M. (1984). Influence de la lyophilisation sur la structure d'une argile sensible du Québec, *Clay minerals*, vol. 19, pp 151-160.
- [61] Delage, P., Audiguier, M., Cui, Y.-J., and Howat, M.D. (1996). "Microstructure of a compacted silt." *Canadian Geotechnical Journal*, 33(1), 150–158.
- [62] Delage P. (2002). Experimental unsaturated soil mechanics. Proc. 3rd Int. Conf. on unsaturated soils, UNSAT'2002, (eds. Juca J.F.T., De Campos T.M.P., Marinho F.A.M.), Recife, Brazil, Balkema, 3. 973-996. (1.2.1).
- [63] DERRICHE Z. & LAZZALI F. (1997) - Analyse des mécanismes de stabilisation d'un sol gonflant par apport de chaux sous différentes formes, in: MARINOS P.G, KOUKIS G.C., TSIAMBAOS G.C., STOURNARAS G.C., *Engineering Geology and the Environment*, Vol1, 79–84.
- [64] DI SANTE M., FRATALOCCHI E., MAZZIERI F. & PASQUALINI E. (2014) - Time of reaction in lime treated clayey soil and influence of curing conditions on its microstructure and behaviour, *Applied Clay Science*, 99, 100-109.
- [65] Djedid A., Bekkouche A. et Aissa Mamoune S. M., 2001 Identification et prévision du gonflement de quelques sols de la région de Tlemcen (Algérie). *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, N°223 de juillet – août, pp 67-75. Département de Génie Civil, Faculté des Sciences de l'Ingénieur, Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen, BP 230 Tlemcen (13000).
- [66] Edil, TB., Motan, S. (1984). Laboratory evaluation of soil suction components. *Geotechnical Testing Journal*. Vol 7, pp. 173-181.
- [67] Erguler, Z. A., and Ulusay, R. (2003). "A simple test and predictive models for assessing swell potential of Ankara (Turkey) Clay." *Engineering Geology*, 67(3), 331-352.
- [68] Erzin, Y., and Erol, O. (2007). "Swell pressure prediction by suction methods." *Engineering Geology*, 92(3): 133-145.
- [69] Ferber V. (2005). Sensibilité des sols fins compactés à l'humidification- Apport d'un modèle de microstructure. Thèse doctorat. Ecole centrale de Nantes. 285p.
- [70] Gerschel A. (1995). Liaison intermoléculaires. Les forces en jeu dans la matière condense. Interéditions et CNRS Edition, Paris, 274p.
- [71] Grim R.E. (1962) *Clay mineralogy in relation to the Engineering properties of clay materials*. Mc Craw Hill, pp.204-277.
- [72] GUEDDOUDA M.K., GOUAL I. & BENABED B. (2013) - Effet de chaux, ciment et sel sur le potentiel de gonflement des argiles gonflantes des régions arides en Algérie, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 17(5), 315-328.
- [73] HACHICHI A., BOUROKBA S.A. & FLEUREAU J.M. (2007) - Stabilisation chimique de deux sols gonflants de la région d'Oran, *Revue Française de Géotechnique*, 118, 3-11.
- [74] Hachichi A., Bourokba A. et Benaïssa A., 2002 « etude de la stabilisation des sols gonflants de la région d'oran » journées d'études sur les sols gonflants-jesg 27 octobre

- 2002, tlemcen département de génie civil –université mohamed boudiaf (usto)-oran/algérie
- [75] Hachichi A. et Fleureau. J.M, (1999) ; «Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d’Algérie», Revue Française de géotechniques.
- [76] Hofmann U., ENDELL K., WILM D., Kristallstruktur und Quellung von Montmorillonit. Z. Kristallogr., 1933, 86, 340-348.
- [77] Holtz R.D, Covacs W.D. (1991) Introduction à la géotechnique. Edition de l’école polytechnique de Montreal , 808 pages.
- [78] HORPIBULSUK S., RACHAN R., CHINKULKIJNIWAT A., RAKSACHON Y. & SUDDEEPPONG A. (2010) - Analysis of strength development in cement-stabilized silty clay from microstructural considerations, Construction and Building Material, 24, 2011–2021.
- [79] Houston S.L. (1995). Foundations and pavements on unsaturated soils – Part 1: Collapsible soils. Proc. 1st Int. Conf. Unsaturated Soils UNSAT’95 3. Balkema. Paris. 1421-1439. (1.4.1).
- [80] Huang, J.T. et Airey, D.W. (1998) “Properties of artificially cemented carbonate sand”.Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124(6), 492–499.
- [81] Ismail, M.A., Joer, H.A., Randolph, M.F., et Meritt, A. (2002a).“Cementation of porous materials using calcite.” Geotechnique, 52(5), 313–324.
- [82] Ismail, M.A., Joer, H.A., Sim, W.H., et Randolph, M.F. (2002b). “Effect of cement type on shear behavior of cemented calcareous soil.” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 128(6), 520–529.
- [83] Johnson L.D,et Snethen D.R. (1978) Prediction of potential heave of swelling soil. Géotechn. Test. journal, ASTM, Vol. 1, n°3, pp. 117-124
- [84] Johnson.L.D, (1960): «Horizontal and vertical swell pressures from triaxial test »: feasibility study. Geotechnical Testing Journal, 12(3), pp(117–124).
- [85] Johnson, L. D. (1978). “Predicting potential heave and heave with time in swelling foundation soils”. US Army Engineer Waterways Experiment Station, CE, Vicksburg, Miss. Technical report S-78-7.
- [86] Juang C.H. et Holtz R.D.D. (1986). Fabric, pore size distribution and permeability of sandy soils. J. Geotech. Eng. Division, ASCE, 112(9): 855-868.
- [87] Kamruzzaman, A.H.M., Chew, S.H., et Lee, F.H. (2009). “Structuration and destructuration behavior of cement-treated Singapore Marine Clay.” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135(4), 573–589.
- [88] KHATTAB S.A., AL-MUKHTAR M. & FLEUREAU J.-M. (2007) - Long-Term Stability Characteristics of a Lime-Treated Plastic Soil, Journal of Materials in Civil Engineering, 19, 4, 358-366.
- [89] Khemakhem M., Ben Jdidia M. et Bouarada Z., 2002 Les essais de caractérisations des

- sols gonflants Journées d'études sur les sols gonflants-JESG 27 Octobre 2002, Tlemcen
- [90] Khemissa M., et Mekki L et Bakir (2008) Comportement oedométrique des argiles expansives de M'sila (Algérie) Actes du symposium international sécheresse et construction, Presses du laboratoire central des pont et chaussées France pp 229-234.
- [91] KHEMISSA M. & MAHAMEDI A., (2014) - Cement and lime mixture stabilization of an expansive overconsolidated clay, *Applied Clay Science*, 95, 104-110.
- [92] KHEMISSA M., MAHAMEDI A. & Mekki L. (2017) - Laboratory investigation of the treatment effects by hydraulic binders on the physical and mechanical properties of an overconsolidated expansive clay, *International Journal of Geotechnical Engineering*, 1-14.
- [93] KHEMISSA M., MEKKI L. & MAHAMEDI A. (2018) - Laboratory investigation on the behaviour of an overconsolidated expansive clay in intact and compacted states, *Transportation Geotechnics*,
- [94] Koliji, A., Vulliet, L., et Laloui, L. (2010). "Structural characterization of unsaturated aggregated soil." *Canadian Geotechnical Journal*, 47(3), 297–311.
- [95] Komornik A, et David D. (1969) Prediction of swelling pressure of clays. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Engineering Division ASCE*, vol.95 SM1, 209-225.
- [96] KONAN K.L. (2006) - Interaction entre des matériaux argileux et un milieu basique riche en calcium, PhD thesis University Limoges, France.
- [97] Krinsley, D.H., et Smalley, I.J. (1973). "Shape and nature of small sedimentary quartz particles." *Science*, 180, 1277–1279.
- [98] LAMARA M., GUEDDOUDA M.K. & BENABED, B. (2006) - Stabilisation physico-chimique des sols expansifs, sable de dune avec du sel, *Revue française de Géotechnique*, 115, 25- 35.
- [99] LAMARA M. & GUEDDOUDA M.K. (2008) - Comportement et remèdes des sols expansifs dans les régions arides, *Proceeding of symposium SEC2008 « Sécheresse et Construction »*, Paris, 329-335.
- [100] Lambe, T.W. (1953). *The Structure of Inorganic Soil*. *Proceedings*. New York (Am Soc Civ Eng), V.79. Separate N° 315,P 49.
- [101] Lambe T.W. et Whitman R.V. (1959). The role of the effective stress in the behaviour of expansive soils. *Quart. Of the Colo. Sch. Of Mines* 54 (4). 33-66. (1.2.7).
- [102] Lambe T.W. (1958). The structure of compacted clay, *J. Soil mech. Found. Div. ASCE*, vol. 84, N 1655, SM2, pp 1-35.
- [103] Lapierre, C., Leroueil, S., et Locat, J., (1990). "Mercury intrusion and permeability of Louisville clay." *Canadian Geotechnical Journal*, 27, 761–773.
- [104] Le Gressus C. (1995). Microscopie électronique à balayage, *Technique de l'ingénieur, analyse et caractérisation*, P 865,22p.

- [105] LEMAIRE K., DENNELE D., BONNET S. & LEGRET M. (2013) - Effects of lime and cement treatment on the physico-chemical, microstructural and mechanical characteristics of a plastic silt, *Engineering Geology*, 166, 2455-261.
- [106] Lepluart. L, (2002); «Nanocomposites Epoxyde/amine/montmorillonite : Rôle des interactions sur la formation, la morphologie aux différents niveaux d'échelle et les propriétés mécaniques des réseaux» Thèse de doctorat de l'Institut de Lyon. France.
- [107] Le Roux A. (1971). La lyophilisation technique d'étude des textures des marnes et argiles. *Bulletin de laboratoires des ponts et chaussées*, n 55, pp. 27-28.
- [108] Le Roux A. (1972). Caractérisations mécaniques des roches argileuses en relation avec leur texture. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n61, pp 155-178.
- [109] Livet M. (1990). Sols Argileux Gonflants – Site Expérimental de Waza-Maltman. Rapport de Synthèse, Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Clermont-Ferrand, Lyon.
- [100] LOUAFI B. & BAHAR R. (2012) - Sand: an additive for stabilization of swelling clay soils, *International Journal of Geoscience*, 3, 719–725.
- [110] Locat, J., Lefebvre, G., et Ballivy, G. (1984). “Mineralogy, chemistry, and physical properties interrelationships of some sensitive clays from Eastern Canada.” *Canadian Geotechnical Journal*, 21, 530–540.
- [111] Locat, J., Berube, M.-A., Chagnon, J.-Y., et Gelinas, P. (1985). “The mineralogy of sensitive clays in relation to some engineering geology problems — An overview.” *Applied Clay Science*, 1(1-2), 193–205.
- [112] Locat, J., Tremblay, H., et Leroueil, S. (1996). “Mechanical and hydraulic behaviour of a soft inorganic clay treated with lime.” *Canadian Geotechnical Journal*, 33(4), 654–669.
- [113] Loiselle, A., Massiera, M., et Sainani, U.R. (1971). “A study of the cementation bonds of the sensitive clays of the Outardes river region.” *Canadian Geotechnical Journal*, 8, 479–498.4, 157-168.
- [114] Lo, S.R., et Wardani, S.P.R. (2002). “Strength and dilatancy of a silt stabilized by a cement and fly ash mixture.” *Canadian Geotechnical Journal*, 39(1), 77–89.
- [115] Magnan J.P. (2013) Panorama des sols gonflants en géotechnique. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées BLPC*, n° 280- 281.
- [116] Magnan J.P. (1980) Classification géotechnique des sols. A propos de la classification BLPC. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n°105, 49-52.
- [117] MAHAMED A. & KHEMISSA, M. (2013) - Cement stabilization of compacted expansive clay, *Journal of Science and Technology* 3, 1, 33–38.
- [118] McCormack, D. E., et Wilding, L. P. (1975). “Soil properties influencing swelling in Canfield and Geeburg soils.” *Soil Science Society of America Journal*, 39(3): 496–502.

- [119] Basma, A. A. (1993). "Prediction of expansion degree for natural compacted clays." *Geotechnical Testing Journal*, 16(6), 542-542.
- [120] MELLAS M., HAMDANE A., BENMEDDOUR D. & MABROUKI A. (2012) - Improvement of the expansive soils by the lime for their use in road works, Proc. 10th Int. Cong. Adv. Civ. Eng. Middle East Technical University, Ankara, Turkey, 1–8.
- [121] Merrien-Soukatchoff V., Amitrano D. et Piguet J.P. 2003 *Eléments de géotechnique* Ecole des Mines de Nancy Département Sciences de la Terre et Environnement
- [122] MILLER G.A. & AZAD S. (2000) - Influence of soil type on stabilization with cement kiln dust, *Construction and Building Material*, 14, 89-97.
- [123] Mitchell J.K. (1976) *Fundamentals of soil behavior*, series in soils engineering. John Wiley & sons Inc, 422 pages.
- [124] Mitchell J.K. (1993). *Fundamentals of soil behavior*. John Wiley & Sons, 2^{ème} Ed., New York, 437p.
- [125] Mitchell J.K. et Soga K. (2005). *Fundamentals of soil behavior*. John Wiley & Sons, ltd., 3th edition. (1.2.8), (1.4.1), (1.4.2).
- [126] Mouroux P., Magron P. et Pinte J.C., 1987 *La construction économique sur sols gonflants*, Manuel et Methodes n°14 Ed. Bureau de Recherches Géologiques et Minières, Orléans.
- [127] Nayak, N. V., et Christensen, R. W. (1971). "Swelling characteristics of compacted expansive soils." *Clays and Clay Minerals*, 19(4), 251-261.
- [128] NALBANTOGLU Z. & GUCBILMEZ E. (2001) - Improvement of calcareous expansive soils in semi-arid environments, *Journal of Arid Environments*, 47(4), 453–463.
- [129] NELSON J.D. & MILLER D.J. (1992) - *Expansive soils. Problems and practice in foundation and pavement engineering*. Department of Civil Engineering, Colorado State University, Wiley, New York, 259 pp.
- [130] Ninjaray, E., Chung, S.-G., Jang, W.-Y., and Ryu, C.-K. (2007). "Pore size distribution of pusan clay measured by mercury intrusion porosimetry." *Journal of Civil Engineering (KSCE)*, 11(3), 133–139.
- [131] Noble, D.F., et Plaster, R.W. (1970). "Reactions in Portland cement – clay mixtures." Final report, Virginia Highway Research Council, Charlottesville.
- [132] OKYAY U. S. & DIAS D. (2010) - Use of lime and cement treated soils as pile supported load transfer platform, *Engineering Geology*, 114 (1), 34-44.
- [133] O'Neil, M. W., et Ghazzally, O. I. (1977). "Swell potential related to building performance." *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 103(12):1363–1379.
- [134] OSINUBI K. J. (1998) - Influence of comparative efforts and compaction delays on lime-treated soil, *Journal of Transportation Engineering*, 124 (2), 149-155.

- [135] OSULA, D.O.A. (1996) - A comparative evaluation of cement and lime modification of laterite. *Engineering Geology*, 42, 1, 71-81.
- [136] Pellerin F.M. (1980). La porosimétrie au mercure appliquée à l'étude géotechnique des sols et des roches. *Bulletin de laboratoires des ponts et chaussées*, n 106, pp. 105-116.
- [137] Praparharan S., Altschaeffl A.G. et Dempsey B.J (1985). Moisture curve of compacted clay: mercury intrusion method. *J. Geotech. Engng. ASCE* 111, pp 1139-1143.
- [138] PETRY T.M. & LITTLE D. N. (2002) - Review of Stabilization of Clays and Expansive Soils in Pavements and Lightly Loaded Structures - History, Practice, and Future, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 14 (6), 447.
- [139] Quigley, R.M. (1980). "Geology, mineralogy, and geochemistry of Canadian soft soils: a geotechnical perspective." *Canadian Geotechnical Journal*, 17(2), 261–285.
- [140] Quigley, R.M., Haynes, J.E., Bohdanowicz, A., et Gwyn, Q.H.J. (1981). "Geology, geotechnique, mineralogy and geochemistry, Leda clay from deep boreholes, Hawkesbury, Ontario." *Ontario Geological Survey, Toronto, Ont. Open File Report* 5357.
- [141] Ranganatam B.V, et Santyanarayana B. (1965) A rational methods of predicting swelling potential for compacted expansive clays. *Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Montreal*, vol. 1, 92-96.
- [142] Rao, A. S., Phanikumar, B. R., et Sharma, R. S. (2004). "Prediction of swelling characteristics of remoulded and compacted expansive soils using free swell index." *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 37(3), 217-226.
- [143] Romero, E. et Simms, P.H. (2008). "Microstructure investigation in unsaturated soils: A review with special attention to contribution of mercury intrusion porosimetry and environmental scanning electron microscopy." *Geotechnical and Geological Engineering*, 26, 705–727.
- [144] Rowe, T.W. (1960). "The theory and practice of freeze-drying." *Annals of the New York Academy of Science*, 85, 641–679.
- [145] Sabtan, A. A. (2005). "Geotechnical properties of expansive clay shale in Tabuk, Saudi Arabia." *Journal of Asian Earth Sciences*, 25(5), 747-757.
- [146] Sangrey, D.A. (1972). "Naturally cemented sensitive soils." *Geotechnique*, 22(1), 139–152.
- [147] Satyanaga, A., Rahardjo, H., Leong, E.C. et Wang, J.Y. "Water Characteristic Curve of Soil with Bimodal Grain-Size Distribution," *Computers and Geotechnics*, Vol. 48, pp. 51-61, 2013.
- [148] Schneider, G. L., et Poor, A. R. (1974). The prediction of soil heaves and swell pressures developed by expansive clay. *Construction Research Centre, CRC Publications, Tex. Research Report TR-9-74*.

- [149] Seed, B., Woodward, R. J., et Lundgren, R. (1962). "Prediction of swelling potential for compacted clays." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 88: PP : 53-87.
- [150] Sereda, J., Feldman, R. F., et Ramachandran, V. S. (1965). "Hydration of gypsum plaster by the compact technique." *The American Ceramic Society Bulletin*, 44(2), 151–155.
- [151] Serratrice J.F et Soyez B (1996) « les essais de gonflement » *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées* N 204-PP 65-85
- [152] Smalley, I. J., Cabrera, J.G., et Hammond, G. (1973). "Particle nature in sensitive soils and its relation to soil structure and geotechnical properties." *Proceedings of the International Symposium on Soil Structure*, Gothenburg, Sweden, 184–193.
- [153] SNETHEN D. R., JOHNSON L. D. & PATRICK, D. M. (1980) - A Model for Predicting Expansive Soil Behavior, *Proceedings, of the Fifth International Conference on Expansive Soils*, Adelaide, 22–26.
- [154] Seed H.B, Woodward R.J, et Lundgreen R. (1962) Prediction of swelling potential for compacted clays. *Journal of the soil Mechanics and Foundations Division ASCE*, vol. 88 SM4, pp. 107-131.
- [155] Sridharan A., Altschaeffl A.G. et Diamond S. (1971). Pore size distribution studies, *j. soil mech. Fnd. Div ., ASCE* 97 (SM5): 771-787
- [156] Tessier, D. (1984). Etude expérimentale de l'organisation des matériaux argileux. hydratation, gonflement et saturation au cours de dessiccation et de la réhumectation. *Thesis, Université de Paris VII*: 361.
- [157] Tessier, D. (1990). Matériaux argileux: Structure, Propriétés et Applications. (ed. A. Decarreau), Vol. 1, 387–445. Paris: Société Française de Minéralogie et Cristallographie.
- [158] Theriault.P, (2000); «Étude de l'influence des métaux lourds sur la conductivité hydraulique de couches sable/bentonite». Mémoire de Maître sciences de faculté des études supérieures de l'Université de Laval.
- [159] Thanh D.T. (2014). Rôle de la microstructure des sols argileux dans le processus de retrait-gonflement de l'échelle de l'éprouvette à l'échelle de la chambre environnementale. Thèse doctorat. ISTP, Paris. 235p.
- [160] Thomas.M., Petry.P.E, et Fasce, (2002): «Review of Stabilization of Clays and Expansive Soils in Pavements and Lightly Loaded Structures History, Practice, and Future», *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 14, N. 6, pp (447-460).
- [161] Terzaghi K. et Fröhlich O.K. (1936). *Theorie der Setzung von Tonschichten*. F. Deuticke, Leipzig-Wien. (1.1), (1.2.3).
- [162] Townsend, D.L. (1965). Discussion on "Geotechnical properties of three Ontario clays" by L.G. Soderman and R.M. Quigley, *Canadian Geotechnical Journal*, 2, 190–193.

- [163] Townsend, F.C. (1985) "Geotechnical characteristics of residual soils." *Journal of Geotechnical Engineering*, ACSE, 111(1), 77–94.
- [164] Tremblay, H., Leroueil, S., et Locat, J. (2001). "Mechanical improvement and vertical yield stress prediction of clayey soils from eastern Canada treated with lime or cement." *Canadian Geotechnical Journal*. 38, 567–579.
- [165] Uddin, K., Balasubramaniam, A.S., et Bergado, D.T. (1997). "Engineering behavior of cement-treated Bangkok soft clay." *Geotechnical Engineering Journal*, 28(1), 89–119.
- [166] 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.
- [167] Vijayvergiya V.N, Ghazzaly O.I. (1973) Prediction of swelling potential for natural clays *Proc. 3rd Int. conf. on expansive soils*, pp 227-236.
- [168] Wang, L. (2002). "Cementitious stabilization of soils in the presence of sulfate." *Doctoral Thesis*, Louisiana State University, Baton Rouge, LA, U.S.A.
- [169] Wang, L., Roy, A., Seals, R.K., et Byerly, Z. (2005). "Suppression of sulfate attack on a stabilized soil." *Journal of the American Ceramic Society*, 88(6), 1600–1606.
- [170] WANG, Y., DUC, M., CUI, Y.-J., TANG, et A.M., BENHAMED, N., SUN, W.J. & YE W.M. (2017) - Aggregate size effect on the development of cementitious compounds in a lime-treated soil during curing, *Applied Clay Science*, 136, 58-66.
- [171] Wakim J, (2005) ; «Influence des solutions aqueuses sur le comportement mécanique des roches argileuses» Thèse doctorat de l'école nationale supérieure des mines de Paris France.
- [172] Wareham, D.G., et Mackechnie, J.R. (2006). "Solidification of New Zealand harbor sediments using cementitious materials." *Journal of Materials in Civil Engineering*, 18(2), 311–315.
- [173] Washburn, E.W. (1921). "Note on a method of determining the distribution of pore sizes in a porous material." *Proceedings of the National Academy of Sciences, USA*, 7(4), 115–116.
- [174] WILLIAMS A.B. & DONALDSON G.W. (1980) - Developments related to building on expansive soils in South Africa, *Proceeding of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Denver, 834–844.
- [175] Wissa, A.E.Z., Ladd, C.C., and Lambe, T.W. (1965). "Effective stress strength parameters of stabilized soils." *6th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Montréal, 1, 412–416.
- [176] Williams A.B, et Donaldson G.W. (1980) Developments related to building on expansive soils in South Africa: 1973-1980. *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, Denver, vol. 2, 834-844.
-

- [177] Zerhouni M.I, Dhouib A, et Hubert B. (2002) Paramètres de gonflement et retrait des argiles essais normalisés en France. PARAM 2002, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 167-171.
- [178] Zerhouni M.I, Dhouib A, et Zaghouni K. (2002) L'identification et l'évaluation des sols gonflants et rétractables – Essais normalisés en France, Séminaire Pathologie des sols et des fondations – Hammamet.
- [179] Zumrawi, M. (2013). “Swelling potential of compacted expansive soils.” International Journal of Engineering Research and Technology, 2(3): 1-6.

ANNEXE

Annexe

Tableau1 : Valeur de bleu de méthylène et taux de réduction

Ajout de ciment	Valeur de Bleu de méthylène et taux de réduction									
	SB	TR (%)	SM	TR (%)	ST	TR (%)	SO	TR (%)	STE	TR (%)
0	10,5		13,5		15,33		12,66		9,66	
1	8,4	20	12,3	8,89	14,67	4,31	11	13,11	8,33	13,77
3	5,9	43,81	10,67	20,96	11,9	22,37	8,33	34,20	6,5	32,71
5	3,9	62,86	7,33	45,70	9,66	36,99	7,66	39,49	5,67	41,30
7	2,6	75,24	5,8	57,04	6,97	54,53	4,9	61,30	4,15	57,04
9	1,8	82,86	3,67	72,81	4,33	71,75	2,5	80,25	2,6	73,08

Tableau 2 : Indice de plasticité et taux de réduction

Ajout de ciment	Indice de plasticité									
	SB	TR (%)	SM	TR (%)	ST	TR (%)	SO	TR (%)	STE	TR (%)
0	42,1		49,8		58,73		66,97		50,2	
1	37,24	11,54	44,81	10,02	51,98	11,49	55,5	17,13	43,16	14,02
3	29,47	30,00	36,17	27,37	44,93	23,50	39,47	41,06	38,82	22,67
5	22,73	46,01	27,93	43,92	35,76	39,11	25,83	61,43	30,87	38,51
7	17,94	57,39	20,8	58,23	27,51	53,16	19,28	71,21	24,13	51,93
9	8,31	80,26	12,24	75,42	22,49	61,71	15,37	77,05	18,4	63,35

Tableau3 : Limite de liquidité et taux de réduction

Ajout de ciment	Limites de liquidités									
	SB	TR (%)	SM	TR (%)	ST	TR (%)	SO	TR (%)	STE	TR (%)
0	68,09		82,53		95,28		91,74		67,24	
1	63,39	6,90	78,19	5,26	90,14	5,39	83,40	9,09	61,53	8,49
3	58,47	14,13	72,23	12,48	76,37	19,85	67,91	25,98	58,71	12,69
5	53,35	21,65	67,15	18,64	79,43	16,64	55,46	39,55	52,79	21,49
7	49,04	27,98	60,91	26,20	72,77	23,63	49,81	45,71	48,74	27,51
9	42,92	36,97	55,55	32,69	70,83	25,66	47,63	48,08	44,60	33,67

Tableau 4 : Limite de plasticité et taux d'augmentation

Ajout de ciment	Limites de plasticités									
	SB	TA (%)	SM	TA (%)	ST	TA (%)	SO	TA (%)	STE	TA (%)
0	25,98		32,73		36,55		24,77		17,04	
1	26,15	0,65	33,38	1,99	38,16	4,40	27,90	12,64	18,37	7,81
3	29,00	11,62	36,06	10,17	41,44	13,38	28,42	14,74	19,88	16,67
5	30,62	17,86	39,22	19,83	43,67	19,48	29,64	19,66	21,92	28,64
7	31,10	19,71	40,11	22,55	45,26	23,83	30,53	23,25	24,60	44,37
9	34,61	33,22	43,31	32,33	48,34	32,26	32,26	30,24	26,20	53,76

Tableau 5 : Limite de retrait et taux d'augmentation

Ajout de ciment	Limites de retrait					
	SB	TA (%)	SM	TA (%)	ST	T (%)
0	10,5		8,7		6	
1	13,10	24,76	9,80	12,64	8,10	35,00
3	13,60	29,52	11,60	33,33	13,20	120,00
5	13,70	30,48	12,40	42,53	14,40	140,00
7	16,30	55,24	13,30	52,87	17,10	185,00
9	16,90	60,95	19,70	126,44	20,40	240,00

Tableau 6 : Angle de frottement et taux d'augmentation

Ajout de ciment	Angle de frottement ϕ									
	SB	TA (%)	SM	TA (%)	ST	TA (%)	SO	TA (%)	STE	TA (%)
0	12,05		10,10		7,80		9,95		11,84	
1	13,80	14,52	11,60	14,85	9,70	24,36	10,32	3,72	12,18	2,87
3	14,40	19,50	12,20	20,79	10,30	32,05	11,34	13,97	13,39	13,09
5	15,80	31,12	14,05	39,11	12,60	61,54	11,95	20,10	14,96	26,35
7	16,50	36,93	15,00	48,51	13,20	69,23	12,78	28,44	15,13	27,79
9	16,80	39,42	15,20	50,50	13,50	73,08	12,99	30,55	15,84	33,78

Tableau 7 : Cohésion et taux d'augmentation

Ajout de ciment	Cohésion C									
	SB	TA (%)	SM	TA (%)	ST	TA (%)	SO	TA (%)	STE	TA (%)
0	184		163		204		195		180	
1	190	3,26	185	13,50	213	4,41	211	8,21	187	3,89
3	219	19,02	214	31,29	242	18,63	223	14,36	205	13,89
5	242	31,52	236	44,79	263	28,92	241	23,59	228	26,67
7	251	36,41	260	59,51	286	40,20	256	31,28	239	32,78
9	260	41,30	267	63,80	292	43,14	263	34,87	246	36,67

Tableau 8 : Résultats de l'essai de compactage Proctor se sol SB

Sol de Bitam (SB)				
Pourcentage d'ajout de ciment	0%			
Densité sèche γ_d (kN/m ³)	14,90	16,20	15,70	15,10
Teneur en eau (%)	19,19	20,68	22,99	25,29
Pourcentage d'ajout de ciment	1%			
Densité sèche γ_d (kN/m ³)	14,70	15,80	15,00	14,40
Teneur en eau (%)	19,67	22,42	24,69	26,13
Pourcentage d'ajout de ciment	3%			
Densité sèche γ_d (kN/m ³)	14,20	15,40	14,80	14,30
Teneur en eau (%)	22,13	24,86	26,53	27,33
Pourcentage d'ajout de ciment	5%			
Densité sèche γ_d (kN/m ³)	13,90	14,50	15,00	13,80
Teneur en eau (%)	22,58	23,98	25,86	29,14
Pourcentage d'ajout de ciment	7%			
Densité sèche γ_d (kN/m ³)	13,80	14,20	14,60	13,70
Teneur en eau (%)	23,90	25,00	26,93	29,64
Pourcentage d'ajout de ciment	9%			
Densité sèche γ_d (kN/m ³)	13,50	14,00	14,30	13,60
Teneur en eau (%)	24,95	26,67	28,82	30,28

Tableau 9 : Résultats de l'essai de compactage Proctor de sol SM

Sol de Meskiana (SM)				
Pourcentage d'ajout de ciment	0%			
Densité sèche γ_d (kN/m ³)	15,80	16,60	16,40	15,00
Teneur en eau (%)	17,47	19,83	20,94	23,39
Pourcentage d'ajout de ciment	1%			
Densité sèche γ_d (kN/m ³)	15,60	16,40	16,00	14,80
Teneur en eau (%)	18,16	20,51	22,61	25,71
Pourcentage d'ajout de ciment	3%			
Densité sèche γ_d (kN/m ³)	15,20	16,00	15,00	14,20
Teneur en eau (%)	18,93	22,74	24,93	26,24
Pourcentage d'ajout de ciment	5%			
Densité sèche γ_d (kN/m ³)	14,90	15,70	15,40	13,90
Teneur en eau (%)	20,78	23,86	24,49	26,08
Pourcentage d'ajout de ciment	7%			
Densité sèche γ_d (kN/m ³)	14,70	15,50	14,80	13,60
Teneur en eau (%)	22,52	25,05	26,98	28,44

Pourcentage d'ajout de ciment	9%			
Densité sèche γ_d (kN/m ³)	14,40	15,10	14,50	13,10
Teneur en eau (%)	24,59	27,09	28,80	30,65

Tableau 10 : Résultats de l'essai de compactage Proctor de sol ST

Sol de Timgad (ST)				
Pourcentage d'ajout de ciment	0%			
Densité sèche γ_d (kN/m ³)	15,40	16,20	16,80	16,00
Teneur en eau (%)	18,71	19,29	20,81	22,45
Pourcentage d'ajout de ciment	1%			
Densité sèche γ_d (kN/m ³)	15,00	15,60	16,30	15,10
Teneur en eau (%)	19,25	20,60	23,44	25,55
Pourcentage d'ajout de ciment	3%			
Densité sèche γ_d (kN/m ³)	14,70	15,60	16,00	14,80
Teneur en eau (%)	20,47	22,79	24,87	26,15
Pourcentage d'ajout de ciment	5%			
Densité sèche γ_d (kN/m ³)	14,30	14,90	15,70	14,20
Teneur en eau (%)	21,80	23,47	25,84	27,73
Pourcentage d'ajout de ciment	7%			
Densité sèche γ_d (kN/m ³)	13,80	14,80	15,30	14,10
Teneur en eau (%)	23,61	25,16	27,60	30,31
Pourcentage d'ajout de ciment	9%			
Densité sèche γ_d (kN/m ³)	13,50	14,50	14,70	13,80
Teneur en eau (%)	24,59	26,50	29,09	31,13

Tableau 11 : Résultats de l'essai de compactage Proctor de sol SO

Sol d'Oum-Elbouaghi (SO)				
Pourcentage d'ajout de ciment	0%			
Densité sèche γ_d (kN/m ³)	15,20	16,50	15,85	14,00
Teneur en eau (%)	18,71	22,19	23,81	25,45
Pourcentage d'ajout de ciment	1%			
Densité sèche γ_d (kN/m ³)	14,60	16,20	15,60	14,10
Teneur en eau (%)	19,45	23,60	24,94	26,55
Pourcentage d'ajout de ciment	3%			
Densité sèche γ_d (kN/m ³)	14,70	15,80	15,00	14,20
Teneur en eau (%)	21,33	24,79	26,27	27,85
Pourcentage d'ajout de ciment	5%			
Densité sèche γ_d (kN/m ³)	14,50	15,40	14,40	13,90
Teneur en eau (%)	23,18	25,04	26,84	28,03
Pourcentage d'ajout de ciment	7%			

Densité sèche γ_d (kN/m ³)	14,00	15,10	14,50	13,80
Teneur en eau (%)	24,37	27,55	28,88	30,31
Pourcentage d'ajout de ciment	9%			
Densité sèche γ_d (kN/m ³)	13,60	14,90	14,10	13,40
Teneur en eau (%)	25,09	28,50	30,11	31,43

Tableau 12 : Résultats de l'essai de compactage Proctor de sol STE

Sol de Tébessa (STE)				
Pourcentage d'ajout de ciment	0%			
Densité sèche γ_d (kN/m ³)				
Teneur en eau (%)	18,21	19,79	23,03	24,75
Pourcentage d'ajout de ciment	1%			
Densité sèche γ_d (kN/m ³)				
Teneur en eau (%)	18,70	20,36	22,76	24,45
Pourcentage d'ajout de ciment	3%			
Densité sèche γ_d (kN/m ³)				
Teneur en eau (%)	20,85	22,84	24,56	26,94
Pourcentage d'ajout de ciment	5%			
Densité sèche γ_d (kN/m ³)				
Teneur en eau (%)	22,26	24,59	26,16	28,85
Pourcentage d'ajout de ciment	7%			
Densité sèche γ_d (kN/m ³)				
Teneur en eau (%)	24,00	26,32	28,09	30,76
Pourcentage d'ajout de ciment	9%			
Densité sèche γ_d (kN/m ³)				
Teneur en eau (%)	26,21	28,86	30,64	32,53

Tableau 13 : Densité sèche maximale des cinq sols

Ajout du ciment	Densité sèche maximale				
	SB	SM	ST	SO	STE
0	16,2	16,6	16,8	16,5	17,1
1	15,8	16,4	16,2	16,2	16,8
3	15,4	16	16	15,8	16,3
5	15	15,7	15,5	15,4	15,8
7	14,6	15,5	15,2	15,1	15,3
9	14,4	15,1	14,8	14,9	14,3

Tableau 14 : Teneur en eau optimale des cinq sols

Ajout du ciment	Teneur en eau Optimale				
	SB	SM	ST	SO	STE
0	20,5	19,8	20,8	22,19	19,79
1	22,5	21	23,4	23,6	20,36
3	25	22,5	24,5	24,79	22,84
5	25,7	24	27,8	25,04	24,59
7	27	25	29,5	27,55	26,32
9	28,5	27	31,1	28,5	30,64

Tableau 15 : Réduction de potentiel de gonflement des cinq sols

Ajout de ciment	Réduction de potentiel de gonflement				
	SB	SM	ST	SO	STE
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	26,56	21,05	21,74	23,00	16,89
3	44,70	40,17	36,79	43,97	37,48
5	70,82	47,61	53,91	59,00	48,24
7	77,65	62,65	70,28	71,46	60,41
9	91,76	83,97	79,50	75,24	80,69

Tableau 16 : Réduction de potentiel de gonflement des cinq sols

Ajout de ciment	Réduction de pression de gonflement				
	SB	SM	ST	SO	STE
0	0	0	0	0	0
1	20,47	15,18	11,95	6,3	15,17
3	42,58	30,22	19,89	10,7	25,69
5	55,52	49,28	40	19,6	35,34
7	70,35	58,02	55,86	36,5	54,83
9	81,64	76,5	70,43	64,6	69,31

Tableau 17 : Résultats de retrait de Sol de Bitam (SB)

SB + 0% DE CIMENT		SB + 1% DE CIMENT	
Teneur en eau	L'indice des vides	Teneur en eau	L'indice des vides
39,66	1,94	37,24	1,77
35,43	1,93	32,98	1,73
33,15	1,72	31,25	1,60
27,98	1,55	28,04	1,53
22,93	1,40	24,90	1,43
20,17	1,19	21,19	1,26
14,27	1,13	17,36	1,20
10,51	1,08	13,13	1,12
9,21	1,08	11,37	1,12
8,08	1,01	10,95	1,12
0,00	0,82	0,00	0,97
SB + 3% DE CIMENT		SB + 5% DE CIMENT	
Teneur en eau	L'indice des vides	Teneur en eau	L'indice des vides
36,76	1,66	32,60	1,52
33,60	1,61	30,40	1,49
29,93	1,61	29,12	1,45
28,40	1,52	26,57	1,43
25,02	1,46	25,09	1,36
21,67	1,31	21,85	1,34
18,48	1,19	19,11	1,28
15,11	1,13	16,46	1,22
13,62	1,17	13,69	1,20
12,18	1,17	12,50	1,20
0,00	1,06	0,00	1,11
SB + 7% DE CIMENT		SB + 9 % DE CIMENT	
Teneur en eau	L'indice des vides	Teneur en eau	L'indice des vides
29,58	1,46	28,44	1,31
31,06	1,47	27,36	1,28

27,90	1,46	26,57	1,28
26,62	1,38	25,26	1,28
24,80	1,36	24,05	1,28
22,49	1,34	22,59	1,28
19,67	1,31	20,10	1,26
16,86	1,28	17,55	1,24
14,21	1,28	16,34	1,22
12,40	1,28	13,07	1,22
0,00	1,23	0,00	1,25

Tableau 18 : Résultats de retrait de Sol de Meskiana (SM)

SM + 0% DE CIMENT		SM + 1% DE CIMENT	
Teneur en eau	L'indice des vides	Teneur en eau	L'indice des vides
40,94	1,68	36,94	1,53
32,41	1,51	32,55	1,47
26,00	1,26	26,42	1,28
22,50	1,12	24,69	1,18
18,30	1,06	20,80	1,07
15,36	1,00	18,65	1,04
13,94	0,96	15,83	0,97
10,80	0,86	12,01	0,87
8,69	0,80	9,85	0,81
7,49	0,80	8,40	0,81
0,00	0,55	0,00	0,56
SM + 3% DE CIMENT		SM + 5% DE CIMENT	
Teneur en eau	L'indice des vides	Teneur en eau	L'indice des vides
33,14	1,38	30,85	1,28
29,84	1,33	26,97	1,28
26,62	1,27	24,18	1,23
25,50	1,20	23,13	1,18
20,99	1,12	20,79	1,15
18,73	1,02	18,87	1,12

16,46	0,99	17,08	1,02
13,81	0,88	14,72	0,92
11,65	0,83	12,43	0,86
10,26	0,83	11,19	0,86
0,00	0,61	0,00	0,64
SM + 7% DE CIMENT		SM + 9% DE CIMENT	
teneur en eau	L'indice des vides	Teneur en eau	L'indice des vides
30,11	1,16	29,89	1,00
27,69	1,15	25,90	0,97
24,71	1,12	21,68	0,97
23,30	1,08	21,25	0,96
20,17	1,04	20,03	0,92
19,13	1,01	19,70	0,92
17,48	1,01	17,83	0,92
15,21	0,94	15,76	0,92
13,30	0,89	13,92	0,92
11,86	0,89	13,09	0,92
0,00	0,74	0,00	0,82

Tableau 19 : Résultats de retrait de Sol de Timgad (ST) :

ST + 0% DE CIMENT		ST + 1% DE CIMENT	
Teneur en eau	L'indice des vides	Teneur en eau	L'indice des vides
42,71	2,07	38,90	1,82
36,20	1,97	35,91	1,72
29,84	1,69	32,18	1,61
21,41	1,49	24,02	1,52
18,79	1,23	21,33	1,32
14,96	1,14	17,81	1,21
11,98	0,97	14,26	1,06
9,52	0,90	10,54	0,99
5,96	0,83	7,12	0,95
5,96	0,83	7,12	0,95
0,00	0,72	0,00	0,77

ST + 3% DE CIMENT		ST + 5% DE CIMENT	
Teneur en eau	L'indice des vides	Teneur en eau	L'indice des vides
35,76	1,60	34,52	1,41
33,89	1,56	33,63	1,38
32,54	1,52	32,36	1,38
26,13	1,39	27,35	1,27
23,94	1,27	24,23	1,21
19,61	1,22	19,86	1,17
15,48	1,02	16,33	1,01
13,23	0,98	14,38	0,94
10,95	0,98	12,97	0,94
10,95	0,98	12,97	0,94
0,00	0,79	0,00	0,80
ST + 7% DE CIMENT		ST + 9% DE CIMENT	
teneur en eau	L'indice des vides	Teneur en eau	L'indice des vides
33,77	1,29	33,00	1,23
32,26	1,23	32,21	1,21
31,85	1,23	31,07	1,21
27,75	1,18	27,80	1,21
24,99	1,10	25,59	1,16
22,89	1,05	23,36	1,10
20,02	0,99	20,43	1,05
17,07	0,96	17,48	1,05
14,98	0,96	15,68	1,05
14,98	0,96	15,68	1,05
0,00	0,84	0,00	0,92

Tableau 20 : déformation total de sol SB

SB		
Volume Total initial	Volume Total Final	G _{tot} (%)
88,93	55,06	61,53
85,78	60,96	40,70
83,58	64,57	29,45
80,55	67,52	19,30

79,62	72,13	10,39
77,92	76,05	2,46

Tableau 21 : déformation total de sol SM

SM		
Volume Total initial	Volume Total Final	G_{tot} (%)
91,59	53,07	72,59
88,51	54,56	62,22
85,70	57,97	47,83
84,62	60,96	38,81
82,39	66,43	24,04
79,28	72,13	9,91

Tableau 22 : déformation total de sol ST

ST		
Volume Total initial	Volume Total Final	G_{tot} (%)
95,43	53,57	78,15
91,47	57,43	59,28
88,47	60,94	45,18
85,58	64,00	33,73
82,93	66,53	24,64
81,47	70,19	16,07

