



Université Batna 2
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Thèse

En Vue de l'Obtention du Diplôme de :

Doctorat 3^{ème} Cycle LMD

Option : **Géotechnique**

Présentée par

BELLIL Soumia

Sous le Thème

Etude de l'effet du mélange bentonite-ciment sur le potentiel d'affaissement des sols

Soutenue publiquement à Batna le : .. / .. / ..

Devant le jury

M^r. BOUZID Tayeb	Président	M.C A	Université Batna 2
M^r. ABBECHÉ Khelifa	Rapporteur	Professeur	Université Batna 2
M^r. MESSAST Salah	Examineur	Professeur	Université S'kikda
M^r. DEMAGH Rafik	Examineur	M.C A	Université Batna 2
M^{lle}. BAHLOUL Ouassila	Invitée	M.C B	Université Batna 2

Remerciement

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.

Je tiens tout d'abord à exprimer mes vifs remerciements à Monsieur **ABBECHÉ Khelifa** Professeur au département de Génie Civil, pour son encadrement et pour ses nombreux conseils. Je le remercie pour sa confiance et son soutien sans faille tout au long de cette thèse, j'exprime ma gratitude très sincère à M^{lle} **BAHLOUL Ouassila**, Docteur au département de Génie Civil, à l'université de Batna 02 pour toute l'aide et l'intérêt qu'elle m'a apporté pour la réalisation de ce travail.

J'adresse également mes remerciements au président de jury M^r **BOUZID Tayeb** Professeur de l'Université de Batna 02, ainsi que tous les examinateurs : M^r **MESSAST Salah** Professeur de l'Université de Skikda et M^r **DEMAGH Rafik** Maître de conférences classe A de l'Université de Batna 02 pour avoir accepté la tâche d'être les examinateurs de mon travail et m'avoir fait l'honneur de participer au jury de ma thèse.

J'exprime aussi mes remerciements et ma gratitude pour Monsieur **DIMIA Mohamed Salah**, Docteur enseignant au département du génie civil Université de Batna 02 pour son aide dans la collecte des échantillons de la bentonite. Je n'aurais garde d'oublier de remercier vivement les collègues du Laboratoire **LRHYA** et **LNHCS**, auxquels j'exprime ma très sincère gratitude et reconnaissance pour les encouragements et l'aide qu'ils m'ont procuré.

Toute ma gratitude va aussi à tous les responsables du département de Génie Civil et l'Hydraulique de l'université de Batna 02 pour leur aide et leur collaboration pour la réalisation de ce travail.

Je remercie particulièrement **MES PARENTS** et toute ma famille **BELLIL** et **CHAUCHE** élargie pour son soutien et ses encouragements à tous les instants et en particulier mon frère **AMAR AHMED**.

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

ملخص

يتعلق الموضوع الذي تم تناوله في هذا العمل بدراسة علاج حالة من التربة غير المشبعة، والذي يعتبر إنهيارها خطر كبير في أجزاء كثيرة من العالم.

حيث في الجزائر، كشفت الإمتدادات الحديثة للمجتمعات الحضرية نحو الصحراء للمهندس الجزائري عن تحديات جيوتقنية جديدة نسبيا، من بينها التربة القابلة للطي المصنفة بالمناطق الجافة وشبه جافة بجنوب البلاد وهي تربة شبه مستقرة، وغير مشبعة تحوي جيوبا داخل بنيتها وتتشكل أحيانا من حبيبات تمتد من السيلت إلى الرمل الدقيق.

تهدف هذه الدراسة التجريبية التي أجريت على تربة تم تشكيلها في المخبر، من ناحية، للحد من احتمال هبوطها إلى مستوى مقبول مع تقليل كمية الماء وطاقة الرص. ودراسة تأثير مزيج البانتونيت والإسمنت على إمكان الهبوط C_p للتربة ذاتها بعد علاجها بنسب مختلفة.

ومن ناحية أخرى، أظهرت الدراسة المجهرية بواسطة (MEB) أن التربة المعاد تكوينها تتميز ببنية مسامية مكونة من هياكل غير موزعة بشكل متساو قبل علاجها.

وقد أوضحت الدراسة المجهرية الإستقرار الفعال للتربة المعالجة بمزيج البانتونيت-الإسمنت. حيث يمكن أن يغير هذا العلاج بنية التربة عن طريق التسبب في إعادة ترتيب الجسيمات التي ينتج عنها تكوين مادة متجانسة وكثيفة. مع تكوين بنية مستقرة ذات مسامية منخفضة للغاية.

والنتائج المتحصل عليها أظهرت أن المعالجة حسنت من الخصائص الجيوتقنية، الميكانيكية والتركيبات الكيميائية للتربة وقللت من إمكانات هبوطها بشكل كبير وملحوظ.

الكلمات المفتاحية: هبوط التربة، البانتونيت، الإسمنت، مقياس oedomètre، الدراسة المجهرية (MEB)

Résumé

Le sujet traité dans cette thèse concerne l'étude du traitement d'un cas de sol non saturé dont les problèmes peuvent occasionner d'importants dégâts tant pour les structures réalisées sur ce type de sol, que pour les vies humaines que peuvent abriter ces dernières.

Le sol dont il est question est qualifié de sol métastable, car il réagit de façon très normale, c'est-à-dire qu'il résiste bien sous un certain chargement tant qu'il est sec, mais qui s'effondre dès qu'il subit une humidification.

Cette étude expérimentale menée sur des sols reconstitués au laboratoire a pour but d'une part, de diminuer le potentiel d'affaissement à un niveau acceptable et qui ne présente aucun danger pour les ouvrages implantés sur ces sols après avoir les traiter par différentes teneurs en mélange bentonite-ciment, tout en veillant à maintenir une teneur en eau et un degré de compacité dans les limites des régions dans lesquelles ce type de sol est généralement rencontré, à savoir les régions arides et semi arides.

D'autre part, une étude microscopique au MEB a été réalisée afin d'explorer la microstructure du sol et d'avoir une idée sur le phénomène d'effondrement avant et après traitement.

Les résultats obtenus révèlent que le traitement améliore les caractéristiques géotechniques et mécaniques et les compositions chimiques du sol et réduisent le potentiel d'affaissement et les limites de consistance.

L'étude microstructurale et l'analyse dispersive en énergie de rayon x ont bien illustré une association de particules élémentaires dans les agrégats du sol, où l'arrangement de ces agrégats ont conduit à la formation d'un matériau dense et stable.

Mots-Clefs : Sol affaissable, Bentonite, Ciment, Oedomètre simple, Microstructure

Abstract

The subject dealt with in this thesis concerns the study of the treatment of a case of unsaturated soil, the problems of which can cause important damage both for structures made on this type of soil, only for the human lives that can shelter them. Soil is referred to as metastable soil, because he reacts in a very normal way, that is to say, it resists well under a certain load as long as it is dry, but collapses as soon as it undergoes humidification.

This experimental study carried out on reconstituted soils in the laboratory aims, on the one hand, to reduce the potential of subsidence to an acceptable level and which presents no danger for the works implanted on these grounds after having treated them by different contents of mixture bentonite-cement, while taking care to maintain a water content and a degree of compactness within the limits of the regions in which this type of soil is generally encountered, namely arid and semi-arid regions.

On the other hand, a SEM microscopic study was conducted to explore the microstructure of the soil and to get an idea of the phenomenon of collapse before and after treatment.

The results show that the treatment improves the geotechnical and mechanical characteristics and chemical compositions of the soil and reduces the slump potential and the consistency limits.

The microstructural study and the dispersive analysis in x-ray energy have well illustrated a combination of elementary particles in soil aggregates, where the arrangement of these aggregates led to the formation of a dense and stable material.

Key words: Collapsible soil, Bentonite, Cement, Oedometer, Microstructure.

SOMMAIRE

SOMMAIRE

REMERCIEMENT.....	1
ملخص.....	2
RESUME.....	3
ABSTRACT.....	4
LISTE DES FIGURES.....	16
LISTE DES TABLEAUX.....	17
LISTE DES SYMBOLES.....	20

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	24
-----------------------------	----

CHAPITRE I. Analyse bibliographique sur les sols non-saturés

I.1. Introduction.....	25
I.2. Généralité sur les argiles.....	25
I.2.1. Origine et définition des argiles.....	25
I.2.1.1. La roche mère	26
I.2.1.2. la topographie.....	26
I.2.1.3. le climat.....	26
I.3. structure et minéralogie des argiles.....	27
I.3.1. les minéraux 1/1.....	29
I.3.2. les minéraux 2/1.....	30
I.4. Les principales familles des argiles.....	30
I.4.1. Les kaolinites.....	30
I.4.2. les illites.....	32
I.4.3. les smectites.....	33
I.5. Texture des argiles.....	35
I.6. L'eau et les minéraux argileux.....	37
I.6.1. La forme de l'eau.....	37
I.6.1.1. Eau liée.....	38
I.6.1.2. Eau libre.....	38
I.6.2. Principales type d'hydratation.....	39

SOMMAIRE

I.6.2.1. Hydratation par succin capillaire.....	40
I.6.2.2. Succion d'adsorption.....	41
I.6.2.3. Succion osmotique.....	42
I.6.2.3.1. Succion matricielle.....	42
I.6.2.3.2. Succion totale.....	42
I.6.2.4. Transformations chimiques.....	43
I.6.3. Les forces physico-chimiques existantes entre les particules.....	43
I.6.3.1. Les forces attractives.....	43
I.6.3.2. Les forces répulsives.....	44
I.6.4. Interactions entre les feuillets en milieu aqueux.....	45
I.7. Conclusion	47

CHAPITRE II : Notions sur les sols affaissables

II.1. Introduction.....	48
II.2. Phénomène d'effondrement	48
II.2.1. Facteurs influençant l'effondrement	49
II.2.2. Microstructure des sols effondrables	51
II.2.2.1. Microstructure des sols compactés.....	52
II.2.2.2. Microstructure des sols granulaires	53
II.2.2.3. Microstructure des sols fins	54
II.2.3. Comportement hydrique des sols compactés	56
II.2.4. Comportement sur chemin drainage humidification	57
II.3. Mécanisme de l'effondrement	57
II.4. Facteurs importants dans l'effondrement.....	59
II.5. Identification de l'effondrement	61
II.5.1. Essais in situ	61
II.5.2. Essais au laboratoire	61
II.5.2.1. Méthode du simple oedomètre	61
II.5.2.2. Méthode du double oedomètre	62
II.6. Conclusion	63

CHAPITRE III : Stabilisants et méthodes de stabilisation des sols

III.1. Introduction	64
III.2. Les stabilisants.....	64
III.2.1. La bentonite	64
III.2.1.1. Historique.....	64
III.2.1.2. Structure de la montmorillonite.....	64
III.2.1.2.1. Structure selon Hofmann et Endelet Wilm.....	64
III.2.1.2.2. Structure selon Edelman-Favejee.....	65
III.2.1.2.3. Structure selon Mc Conald.....	65
III.2.1.3. Microstructure de la montmorillonite.....	66
III.2.1.3.1. Le feuillet.....	66
III.2.1.3.2. La particule primaire.....	67
III.2.1.3.3. L'agrégat.....	67
III.2.1.4. Formule chimique de la montmorillonite.....	67
III.2.1.5. Propriétés et caractéristiques de la montmorillonite.....	67
III.2.1.6. Caractéristiques physiques des montmorillonites.....	68
III.2.1.6.1. Processus général d'échange cationique de la montmorillonite avec les différents électrophiles	68
III.2.1.6.2. La surface spécifique.....	68
III.2.1.6.3. La densité de charge spécifique.....	69
III.2.1.6.4. Propriétés de gonflement et le rôle du cation compensateur.....	69
III.2.1.6.4.1. Le gonflement cristallin (interfoliaire).....	70
III.2.1.6.4.2. Le gonflement osmotique (libre).....	71
III.2.1.7. Différents types d'eaux existantes dans l'argile.....	71
III.2.1.8. Les différents types de bentonite.....	71
III.2.1.8.1. Bentonites naturelles.....	72
III.2.1.8.2. Bentonites activées.....	72
III.3. Ciment portland	72
III.3.1. Rappel historique.....	72
III.3.2. Définition.....	72
III.3.3. Composition chimique du ciment portland.....	73
III.3.4. Principe d'hydratation selon le Chatelier.....	75
III.3.4.1. Hydratation des silicates de calcium.....	75

SOMMAIRE

III.3.4.2. Hydratation des aluminates en présence de sulfate de calcium.....	77
III.3.5. Mécanismes d'hydratation d'un ciment portland.....	78
III.4. Méthodes de stabilisation des sols.....	84
III.4.1. Traitement mécanique.....	84
III.4.2. Traitement thermique.....	84
III.4.3. Traitement chimique.....	85
III.4.3.1. La chaux.....	85
III.4.3.2. La chaux hydraulique.....	85
III.4.3.3. Le ciment.....	86
III.4.3.4. Les cendres volantes.....	87
III.4.3.5. Les sels.....	87
III.4.3.6. Liants organiques.....	89
III.4.3.7. Les hydrophobants.....	89
III.5. Conclusion.....	90

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

IV.1. Introduction.....	91
IV.2. Caractéristiques des matériaux.....	91
IV.2.1. Sable.....	91
IV.2.2. Particule fine.....	94
IV.2.3. Sol témoin.....	98
IV.2.4. Bentonite.....	100
IV.2.4. Ciment.....	103
IV.3. Programme d'essais.....	107
IV.3.1. Essai analyse granulométrique par tamisage.....	108
IV.3.1.1. Définition.....	108
IV.3.1.2. But de l'essai.....	108
IV.3.1.3. Mode opératoire.....	108
IV.3.2. Essai analyse granulométrique par sédimentométrie.....	110
IV.3.2.1. But de l'essai.....	110
IV.3.2.2. Mode opératoire.....	110
IV.3.3. Equivalent de sable.....	111

SOMMAIRE

IV.3.3.1. Définition	111
IV.3.3.2. But de l'essai	111
IV.3.3.2. Préparation de l'échantillon	111
IV.3.3.4. Mode opératoire	112
IV.3.4. Essai les limites d'Atterberg	112
IV.3.4.1. Définition	112
IV.3.4.2. But de l'essai	113
IV.3.4.2. Mode opératoire	113
IV.3.5. Essai Proctor	114
IV.3.5.1. But de l'essai	114
IV.3.5.2. Mode opératoire	114
IV.3.6. Essai de compressibilité à l'oedomètre.....	116
IV.3.6.1. L'appareillage de compactage du sol.....	116
IV.3.6.2. Procédure expérimentale	118
IV.3.6.3. Préparation des échantillons	118
IV.3.7. Essai de cisaillement direct à la boîte	119
IV.3.7.1. Appareillage	119
IV.3.7.2. Déroulement de l'essai	119
IV.3.7.3. Détermination des paramètres de la résistance au cisaillement	120
IV.3.8. Analyse par microscopie électronique à balayage « MEB »	121
IV.3.8.1. Description du dispositif expérimental	122
IV.3.8.2. Définition du « MEB »	122
IV.3.8.3. Historique	123
IV.3.8.3.1. Travaux préliminaires	123
IV.3.8.3.2. Développement du microscope électronique à balayage.....	123
IV.3.8.4. Principe d'un MEB	124
IV.3.8.5. Préparation des échantillons.....	126
IV.3.9. Analyse par diffraction des rayons DRX	126
IV.3.9.1. Définition.....	127
IV.3.9.2. Principe.....	127
IV.3.9.3. Avantages et limites	128
IV.3.9.3.1. Avantage.....	128
IV.3.9.3.2. Limite.....	128

SOMMAIRE

IV.4. Conclusion	129
-------------------------------	-----

CHAPITRE V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

V.1. Introduction	130
V.2. Résultats et discussion.....	130
V.2.1. Granulométrie du sable	130
V.2.2. Granulométrie du kaolin	131
V.2.3. Caractérisation de bentonite	133
V.2.4. Caractérisation du ciment	134
V.2.5. Granulométrie du sol témoin (SNT)	134
V.3. Influence du mélange (bentonite-ciment) sur les limites d'Atterberg	135
V.3. Influence du mélange (bentonite-ciment) sur les essais Proctor	136
V.5. Essais d'effondrement à l'oedomètre.....	141
V.5.1. Cas sol non traité.....	141
V.5.1.1. Influence de l'état initial.....	144
V.5.1.1.1. Etude de l'influence d'énergie du compactage sur le potentiel d'affaissement C_p	144
V.5.1.1.2. Etude de l'influence de la teneur en eau sur le potentiel d'affaissement C_p	146
V.5.2. Cas sol traité	150
V.5.2.1. Effet du mélange (bentonite-ciment) sur le potentiel d'affaissement de sol traité	150
V.5.2.1. Effet du mélange (bentonite-ciment) sur les caractéristiques mécaniques	153
V.6. Conclusion	158

CHAPITRE VI : Analyse microstructurale

VI.1. Introduction	159
VI.2. Cas sol non traité (SNT) (échantillon reconstitué).....	159

SOMMAIRE

VI.2.1. Relation cristaux de quartz - cristallites de kaolinite - énergie de compactage.....	159
VI.3. Cas sol traité par le mélange (bentonite-ciment).....	165
VI.3.1. Relation cristaux de quartz - cristallites de kaolinite - (10 % bentonite-2 % ciment)- énergie de compactage.....	165
VI.3.2. Relation cristaux de quartz - cristallites de kaolinite - (8 % bentonite-4 % ciment)- énergie de compactage.....	172
VI.3.3. Relation cristaux de quartz - cristallites de kaolinite - (6 % bentonite-6 % ciment)- énergie de compactage.....	176
VI.3.4. Relation cristaux de quartz - cristallites de kaolinite - (4 % bentonite-8 % ciment)- énergie de compactage.....	179
VI.3.5. Relation cristaux de quartz - cristallites de kaolinite - (2 % bentonite-10 % ciment)- énergie de compactage.....	182
VI.4. Conclusion	186
CONCLUSION GENERALE	187
PERSPECTIVES ET RECOMMANDATION	188
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	199
ANNEXES	210

Liste des figures

Chapitre I : Analyse bibliographique sur les sols non-saturés

Figure I.1	Types de phyllosilicates formés au cours de l'altération	27
Figure I.2	Structure de la bentonite à différentes échelles	28
Figure I.3	Structure de base des phyllosilicates	28
Figure I.4	Assemblage d'une couche octaédrique et d'une couche tétraédrique (argile T-O)	29
Figure I.5	Assemblage d'une couche octaédrique et deux couches tétraédriques (argile T-O-T)	30
Figure I.6	Cristaux des particules de kaolinite vus au microscope électronique à balayage	31
Figure I.7	Cristaux des particules d'illite vus au microscope électronique à balayage	32
Figure I.8	Vue microscopique au MEB de la montmorillonite et arrangement des feuillets	34
Figure I.9	Cristaux de chlorite vus au microscope électronique à balayage	35
Figure I.10	Triangle de texture des argiles	36
Figure I.11	Photographie MEB de texture matricielle et texture agrégé	37
Figure I.12	Gonflement et hydratation du matériau argileux	39
Figure I.13	Action des forces sur une molécule d'eau	40
Figure I.14	Remontée capillaire dans un tube	41
Figure I.15	Mécanismes possible d'adsorption à la surface de l'argile	42
Figure I.16	Forces électrostatique dans la double couche	44
Figure I.17	Répartition des ions autour de la particule chargée	45
Figure I.18	Schéma de la double couche électrique et de l'évolution du potentiel électrique	46

Chapitre II : Notions sur les sols affaissables

Figure II.1	Schémas illustrant le phénomène d'effondrement, Année 2009	49
Figure II.2	Une structure métastable (à gauche) ; Structure après effondrement (à droite)	51
Figure II.3	Structure compacte du sol fin, (Fort 2014)	52
Figure II.4	Structure particulière du sol fin, (Fort 2014)	53
Figure II.5	Microstructure des sols granulaires	54
Figure II.6	Structure générale du sol fin, (Fort 2014)	55
Figure II.7	Structure grumeleuse du sol fin, (Fort 2014)	55
Figure II.8	Configuration d'arrangements des particules élémentaires	56
Figure II.9	Représentation schématique des différents états de l'eau dans un sol	57
Figure II.10	Représentation schématique d'un sol non saturé	57
Figure II.11	Interprétation microstructurale de la variation volumique de phénomène d'effondrement	59
Figure II.12	Courbe oedométrique typique d'un sol affaissable	62
Figure II.13	Méthode du double oedomètre	62

Chapitre III : Stabilisation des sols affaissables

Figure III.1	Structure de la montmorillonite d'après Hoffmann	65
Figure III.2	Microstructure de la montmorillonite, selon Lepluart	66
Figure III.3	Schéma représentatif des matériaux dans la chaîne de fabrication du ciment	73
Figure III.4	Composition typique du ciment portland	74
Figure III.5	Vue les produits d'hydratation précipitent sur des silicates de calcium	76
Figure III.6	Schéma situant la dissolution superficielle du C3A et du gypse	77
Figure III.7	Représentation schématique les différents produits minéraux à base de l'hydratation des aluminates en présence de sulfate de calcium	78
Figure III.8.	Courbe caractéristique de calorimétrie isotherme d'un ciment	79
Figure III.9.	Le caractère polyphasique des grains de ciment	79

LISTE DES FIGURES

Figure III.10	Le mouillage hydratation superficielle instantanée des particules	80
Figure III.11	Formation d'aiguilles enchevêtrées (ettringite, gypse)	81
Figure III.12	La percolation des contacts assurés par les différents hydrates	81
Figure III.13	La fin de connexion des grains se traduit par la stabilisation	82
Figure III.14	Percolation des liaisons entre particules	82
Figure III.11	Cinétique globale	83
Figure III.16	Illustration l'origine de la cohésion	83
Figure III.17	Variation du potentiel d'affaissement C_p en en présence de différents sels minéraux à différentes concentrations (Bahloul 2015)	88

Chapitre IV : Matériaux, matériels et essais

Figure IV.1	Sable après tamisage	91
Figure IV.2	Analyse au MEB du sable (800 x)	92
Figure IV.3	Analyse au MEB du sable (6000 x)	92
Figure IV.4	Analyse par EDAX du sable	93
Figure IV.5	Diffractogramme RX de sable	93
Figure IV.6	Aspect du kaolin à l'état naturel	94
Figure IV.7	Morphologie d'une kaolinite contenue dans le kaolin KT	94
Figure IV.8	Kaolin après broyage	95
Figure IV.9	Kaolin après tamisage	95
Figure IV.10	Analyse au MEB de la particule fine	96
Figure IV.11	Echantillon du kaolin au MEB (cristallites de kaolinites)	96
Figure IV.12	Analyse par EDAX du kaolin	97
Figure IV.13	Diffractogramme d'une poudre de kaolin naturel KT	97
Figure IV.14	Mélange du sable (75%) et kaolin (25%)	98
Figure IV.15	Aspect du sol reconstitué	98
Figure IV.16	Analyse au MEB du sol témoin (SNT)	99
Figure IV.17	Analyse par EDAX du sol témoin (SNT)	99
Figure IV.18	Diffraction au rayon x du sol témoin (SNT)	100
Figure IV.19	Photo du gisement de bentonite de Hammam Boughrara	101
Figure IV.20	Bentonite de Maghnia	101
Figure IV.21	Analyse au MEB de la bentonite (10 μ m)	101
Figure IV.22	Analyse au MEB de la bentonite (6000 x)	102
Figure IV.23	Analyse au MEB de la bentonite (800 x)	102
Figure IV.24	Analyse par EDAX de la bentonite	103
Figure IV.25	Diffractogramme RX d'une poudre de bentonite	103
Figure IV.26	Ciment CPJ 42.5 class A	104
Figure IV.27	Analyse au MEB du ciment (6000 x)	104
Figure IV.28	Analyse au MEB du ciment (3000 x)	105
Figure IV.29	Analyse au MEB du ciment (1500 x)	105
Figure IV.30	Analyse au MEB du ciment (800 x)	106
Figure IV.31	Analyse par EDAX du ciment	106
Figure IV.32	Diffractogramme de rayons X du ciment	107
Figure IV.33	Essai de l'analyse granulométrique	108
Figure IV.34	Essai de l'analyse sédimentométrique	110
Figure IV.35	Essai de l'équivalent de sable	111
Figure IV.36	Essai de la limite de liquidité	112
Figure IV.37	Essai de la limite de plasticité	113
Figure IV.38	Essai de Proctor normal	115
Figure IV.39	L'appareille oedométrique	116

LISTE DES FIGURES

Figure IV.40	L'appareillage de la dame de compactage des échantillons	117
Figure IV.41	Schéma de la boîte de cisaillement	119
Figure IV.42	Photo d'un MEB : Préparation image MEB	121
Figure IV.43	Photo d'un MEB : Préparation image EDAX	121
Figure IV.44	Un œil de mouche grossi 100, 1000 et 10 000 fois à l'aide d'un MEB	124
Figure IV.45	Principe du balayage	125
Figure IV.46	Photo de l'appareille de diffractomètre X'PERT PRO MRD	127

Chapitre V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

Figure V.1	Courbe granulométrique du sable	131
Figure V.2	Courbe granulométrique du kaolin	132
Figure V.3	Abaque de Casagrande	133
Figure V.4	Courbe granulométrique de sol reconstitué (SNT)	135
Figure V.5	Courbe Proctor des différents sols traités et non traités	137
Figure V.6	Variation $\left(\frac{\gamma_{d_{max}}}{w_{opt}}\right)$ en fonction de la teneur en mélange (bentonite-ciment)	137
Figure V.7	Courbe Proctor de sol reconstitué (SNT)	138
Figure V.8	Courbe Proctor du sol traité par le mélange (10 % Bentonite+2 % Ciment)	138
Figure V.9	Courbe Proctor de sol traité par le mélange (8 % Bentonite+4 % Ciment)	139
Figure V.10	Courbe Proctor de sol traité par le mélange (6 % Bentonite+6 % Ciment)	140
Figure V.11	Courbe Proctor de sol traité par le mélange (4 % Bentonite+8 % Ciment)	140
Figure V.12	Courbe Proctor de sol traité par le mélange (2 % Bentonite+10 % Ciment)	141
Figure V.13	Courbes d'effondrement du sol non traité (SNT), pour ($w_0 = 4 \%$)	142
Figure V.14	Courbes d'effondrement du sol non traité (SNT), pour ($w_0 = 6 \%$)	143
Figure V.15	Courbes d'effondrement du sol non traité (SNT), pour ($w_0 = 8 \%$)	143
Figure V.16	Variation de C_p en fonction des énergies du compactage ($E_c = 30$ coups)	145
Figure V.17	Variation de C_p en fonction des énergies du compactage ($E_c = 50$ coups)	145
Figure V.18	Variation de C_p en fonction des énergies du compactage ($E_c = 70$ coups)	146
Figure V.19	Variation de C_p en fonction des teneurs en eau initiales ($w_0 = 4 \%$)	147
Figure V.20	Variation de C_p en fonction des teneurs en eau initiales ($w_0 = 6 \%$)	147
Figure V.21	Variation de C_p en fonction des teneurs en eau initiales ($w_0 = 8 \%$)	148
Figure V.22	Synthèse du potentiel d'effondrement ($E_c = 30$ coups)	149
Figure V.23	Synthèse du potentiel d'effondrement ($E_c = 50$ coups)	149
Figure V.24	Synthèse du potentiel d'effondrement ($E_c = 70$ coups)	150
Figure V.25	Variation de potentiel d'affaissement C_p en fonction de $\left(\frac{S_r}{e_0}\right)$, pour ($w_0 = 4 \%$)	152
Figure V.26	Variation de potentiel d'affaissement C_p en fonction de $\left(\frac{S_r}{e_0}\right)$, pour ($w_0 = 6 \%$)	152
Figure V.27	Variation de potentiel d'affaissement C_p en fonction de $\left(\frac{S_r}{e_0}\right)$, pour ($w_0 = 8 \%$)	153
Figure V.28	Variation des contraintes tangentielles, de sol témoin SNT	153
Figure V.29	Variation des contraintes tangentielles des différents mélanges ($w_0 = 4 \%$)	154
Figure V.30	Variation des contraintes tangentielles des différents mélanges ($w_0 = 6 \%$)	155
Figure V.31	Variation des contraintes tangentielles des différents mélanges ($w_0 = 8 \%$)	155
Figure V.32	Evolution de la cohésion (C) en fonction de ($w_0 = 4, 6$ et 8%)	156
Figure V.33	Evolution de l'angle de frottement interne (φ) en fonction de ($w_0 = 4, 6$ et 8%)	156

Chapitre VI : Analyse microstructurale

Figure VI.1	Analyse au MEB de sol témoin (SNT) (grossissement 6000 x), 30 coups	159
Figure VI.2	Micrographie MEB de sol témoin (SNT) (grossissement 800 x), 30 coups	160
Figure VI.3	Analyse à l'EDAX de sol témoin (SNT), 30 coups	160

LISTE DES FIGURES

Figure VI.4	Analyse au MEB de sol témoin (SNT) (grossissement 6000 x), 50 coups	161
Figure VI.5	Micrographie MEB de sol témoin (SNT) (grossissement 800 x), 50 coups	161
Figure VI.6	Analyse à l'EDAX de sol témoin (SNT) : 50 coups	162
Figure VI.7	Analyse au MEB de sol témoin (SNT) (grossissement 6000 x), 70 coups	162
Figure VI.8	Micrographie MEB de sol témoin (SNT) (grossissement 800 x), 70 coups	163
Figure VI.9	Analyse à l'EDAX de sol témoin (SNT) : 70 coups	163
Figure VI.10	Micrographie MEB du sol témoin avec une structure lâche	164
Figure VI.11	Analyse au MEB du sol témoin avec une structure de faible porosité	164
Figure VI.12	Micrographie MEB du sol témoin avec enchevêtrement de cristaux de quartz	165
Figure VI.13	Analyse au MEB de sol traité à (10 % bentonite+2 % ciment) (grossissement 6000 x), 30 coups	166
Figure VI.14	Micrographie MEB de sol traité à (10 % bentonite+2 % ciment) (grossissement 800 x), 30 coups	166
Figure VI.15	Analyse à l'EDAX de sol traité à (10 % bentonite+2 % ciment), (30 coups)	167
Figure VI.16	Analyse au MEB de sol traité à (10 % bentonite+2 % ciment) (grossissement 6000 x), 50 coups	167
Figure VI.17	Micrographie MEB de sol traité à (10 % bentonite+2 % ciment) (grossissement 800 x), 50 coups	168
Figure VI.18	Analyse à l'EDAX de sol traité à (10 % bentonite+2 % ciment), (50 coups)	168
Figure VI.19	Analyse au MEB de sol traité à (10 % bentonite+2 % ciment) (grossissement 6000 x), 70 coups	169
Figure VI.20	Micrographie MEB de sol traité à (10 % bentonite+2 % ciment) (grossissement 800 x), 70 coups	169
Figure VI.21	Analyse à l'EDAX de sol traité à (10 % bentonite+2 % ciment), 70 coups	170
Figure VI.22	Micrographie MEB du sol traité par (10 % bentonite+2 % ciment) avec des cavités	170
Figure VI.23	Micrographie MEB du sol traité par (10 % bentonite+2 % ciment) avec une structure lâche	171
Figure VI.24	Micrographie MEB du sol traité par (10 % bentonite+2 % ciment) avec une structure dense	172
Figure VI.25	Analyse au MEB de sol traité à (8 % bentonite+4 % ciment) (grossissement 6000 x), 30 coups	172
Figure VI.26	Analyse au MEB de sol traité à (8 % bentonite+4 % ciment) (grossissement 800 x), 30 coups	173
Figure VI.27	Analyse à l'EDAX de sol traité (8 % bentonite+4 % ciment), 30 coups	173
Figure VI.28	Analyse au MEB de sol traité à (8 % bentonite+4 % ciment) (grossissement 6000 x), 50 coups	174
Figure VI.29	Analyse au MEB de sol traité à (8 % bentonite+4 % ciment) (grossissement 800 x), 50 coups	174
Figure VI.30	Analyse à l'EDAX de sol traité par (8 % bentonite+4 % ciment), 50 coups	175
Figure VI.31	Micrographie MEB du sol traité par (8 % Bentonite+4 % Ciment) avec apparition des pores (grossissement 3000 x)	175
Figure VI.32	Micrographie MEB du sol traité par (8 % Bentonite+4 % Ciment) avec précipitation des blocs des cristaux (grossissement 6000 x)	176
Figure VI.33	Analyse au MEB de sol traité à (6 % bentonite+6 % ciment) (grossissement 6000 x), 50 coups	177
Figure VI.34	Analyse au MEB de sol traité à (6 % bentonite+6 % ciment) (grossissement 800 x), 50 coups	177
Figure VI.35	Analyse à l'EDAX de sol traité à (6 % bentonite+6 % ciment), 70 coups	178
Figure VI.36	Micrographie MEB de sol traité à (6 % bentonite+6 % ciment) avec une surface régulière	178

LISTE DES FIGURES

Figure VI.37	Micrographie MEB de sol traité à (6 % bentonite+6 % ciment), avec structure grumuleux	179
Figure VI.38	Analyse au MEB de sol traité à (4 % bentonite+8 % ciment) (grossissement 6000 x), 30 coups	180
Figure VI.39	Analyse au MEB de sol traité à (4 % bentonite+8 % ciment) (grossissement 800 x), 30 coups	180
Figure VI.40	Analyse à l'EDAX de sol traité à (4 % bentonite+8 % ciment), 30 coups	181
Figure VI.41	Analyse au MEB de sol traité à (4 % bentonite+8 % ciment) (grossissement 6000 x), 70 coups	181
Figure VI.42	Analyse au MEB de sol traité à (4 % bentonite+8 % ciment) (grossissement 800 x), 70 coups	182
Figure VI.43	Analyse à l'EDAX de sol traité à (4 % bentonite+8 % ciment), 70 coups	182
Figure VI.44	Analyse au MEB de sol traité à (2 % bentonite+10 % ciment) (grossissement 6000 x), 30 coups	183
Figure VI.45	Analyse au MEB de sol traité à (2 % bentonite+10 % ciment) (grossissement 800 x), 30 coups	183
Figure VI.46	Analyse à l'EDAX de sol traité à (2 % bentonite+10 % ciment), 30 coups	184
Figure VI.47	Micrographie MEB du sol traité par (2 % Bentonite+10 % Ciment) avec réarrangement des grains	184
Figure VI.48	Micrographie MEB du sol traité par (2 % Bentonite+10 % Ciment) avec une formation des cristaux hexagonale, (50 coups)	185
Figure VI.49	Micrographie MEB du sol traité par (2 % bentonite+10 % ciment) avec une structure dense	186

Liste des tableaux

Tableau I.1	Classification des phyllosilicate	33
Tableau I.2	Principaux minéraux argileux	35
Tableau II.1	Critères pour l'identification des sols effondrables	59
Tableau III.1	Principales phases du ciment portland	74
Tableau III.2	Avantages et inconvénients des techniques de stabilisation couramment utilisées	90
Tableau IV.1	Variation des différentes teneurs en mélange (bentonite-ciment)	107
Tableau IV.2	Energies de compactage par unité de volume	118
Tableau V.1	Caractéristiques géotechniques de sable	131
Tableau V.2	Qualificatif de la granularité	131
Tableau V.3	Caractéristiques géotechniques de la particule fine	132
Tableau V.4	Caractéristiques chimiques du kaolin	132
Tableau V.5	Caractéristiques géotechniques de la bentonite	133
Tableau V.6	Caractéristiques chimiques de la bentonite	133
Tableau V.7	Caractéristiques des éléments chimiques de la bentonite	134
Tableau V.8	Caractéristiques géotechniques du ciment	134
Tableau V.9	Caractéristiques physico-chimiques du ciment	134
Tableau V.10	Caractéristiques géotechniques de sol reconstitué	135
Tableau V.11	Caractéristiques géotechniques des sols	136
Tableau V.12	Caractéristiques géotechniques des sols	141
Tableau V.13	Synthèse des potentiels d'affaissement C_p du sol reconstitué (SNT)	146
Tableau V.14	Application de la classification de Knight (1963)	148
Tableau V.15	Variation des potentiels d'affaissement C_p de sol traité	151
Tableau V.16	Variation des caractéristiques mécaniques des différents mélanges	157

Liste des abréviations

Symboles	Définitions
T	Structure tétraédrique
O	Structure octaédrique
Å	Angströms
S_c	Succin capillaire
u_a	Pression d'air
u_w	Pression d'eau
σ_s	Tension de surface eau-air
θ	Angle de raccordement entre le ménisque et le solide
h_c	Hauteur d'ascension capillaire
S	Succion totale
S_m	Succions matricielle
S_{osm}	Succions osmotique
Ψ	Potentiel au plan d'Helmholtz
τ_{max}	Résistance au cisaillement locale (agrégat- agrégat)
C	Cohésion dépendant de la succion et de la cimentation CaCO ₃
σ_n	Contrainte normale
φ	Angle de frottement
I_d	Indice de densité
τ	Contrainte tangentielle
w_{sat}	Teneur en eau à l'état saturé
K	Coefficient de subsidence
G_s	Densité spécifique de la fraction solide
h_z	Epaisseurs d'échantillon sous chargement inondé
h₁	Epaisseur initiale de l'échantillon.
V	Vitesse de propagation de l'onde ultrasonique
nm	Nanomètre
C	Concentration en NH ₃
V	Volume d'eau
W	Masse de l'échantillon
F	Facteur de conversion
C.E.C	Capacité d'échange cationique
°C	Degré Celsius
C	CaO
S	SiO ₂
A	Al ₂ O ₃
F	Fe ₂ O ₃
H	H ₂ O
Š	SO ₃
C₃S	Silicate tricalcique
C₂S	Silicate bicalcique
C₃A	Aluminate tricalcique
C₄AF	Aluminoferrite tétracalcique
C-S-H	Calcium hydratés
Ca (OH)₂	Portlandite
TSA	Ettringite (trisulfoaluminate de calcium hydraté)

LISTE DES ABREVIATIONS

Ca²⁺	Ions calcium
C-S-H	Portlandite
AFt	Type d'ettringite
AFm	Type d'ettringite afin de se transformer
CaO	Chaux vive
CO₂	Carbonatation
CaCO₃	Calcaire
FS	Furnace Slag : Produit de haut fourneau
CASH	Calcium aluminates silicates hydratés
OH	Ion hydroxyde
NaCl	Chlorure de sodium
MgCl₂	Chlorure de magnésium
KCl	Chlorure de potassium
CaCl₂	Chlorure de calcium
NH₄Cl	Chlorure d'ammonium
K₂CO₃	Carbonate de potassium
K₂O SiO₂	Silicate de potassium
C₃H₁₂N₆O₂	Carbonate de gaunidine
m/l	Mole/litre
C_p	Potentiel d'affaissement
MEB	Microscopie Electronique à Balayage
EDAX	Analyse dispersive au rayon X
DRX	Diffraction aux rayons X
SiO₂	Cristallisé sous forme de quartz
KT	Kaolin Tamazert
Al₂O₃	Kaolinite
µm	Micromètre
C	Carbonate
K(AlSi₃O₈)	Feldspath
KAl₂(Si₃Al)O₁₀(OH)₂	Muscovite
%	Pour cent
SNT	Sol non traité
CPJ	Ciment portland composé
CH	Silicates de calcium hydratés
NF	Norme française
M	Quantité de l'échantillon
D	Diamètre grand granulats
R₂	Masse de refus cumulé
R₁	Masse de refus.
G_R	Refus cumulés
C_u	Coefficient d'uniformité de Hazen
C_c	Coefficient de courbure
H₁	Sable propre + impureté
H₂	Hauteur de sable propre
w	Teneur en eau
γ_{d1}	Poids volumique sec
Δh	Déformations verticales
E_u	Energie de compactage par unité de volume
N	Nombre de coups
m_m	Masse du mouton

LISTE DES ABREVIATIONS

h	Hauteur de chute
g	Accélération de la pesante
v	Volume du matériau avant compactage
S_c	Section corrigée
L	Longueur de la boîte de cisaillement
ΔL	Déplacement horizontal
T	Force de cisaillement
P_v	Forces normales
P_h	Forces de cisaillement
A	Section
τ	Contrainte de cisaillement
SEM	Scanning Electron Microscope
n	Ordre de la diffraction (entier)
λ	Longueur d'onde de la source
θ	Angle entre le faisceau incident et le réseau de plans
d	Espacement inter réticulaire entre deux plans parallèles
E_s	Equivalent de sable
G_s	Densité spécifique
W_l	Limite de liquidité
W_p	Limite de plasticité
A_c	Activité
SSA	Surface Spécifique
W_r	Indice de Gonflement
AEP	Absorption d'Eau à la Plaque
VBM	Valeur au Bleu Méthylène
I_p	Indice de Plasticité
CN	Consistance normale
EC	Expansion à Chaud
R	Retrait
RT	Refus sur tamis
R_c	Résistance à la compression
γ_{d max}	Densité sèche
W_{optn}	Teneur en eau optimale
(B-C)	(Bentonite-Ciment)
E_c	Nombre de coups
w₀	Teneur en eau initiale
Δe	Variation de l'indice des vides avant et après effondrement
e₀	Indice des vides initial
ΔH	Variation de la hauteur du tassement avant et après effondrement
S_r	Degrée du saturation
Mag 6000 x	Grossissement 6000 x
Fe	Oxyde de Fer
Na⁺	Ions sodium

INTRODUCTION

GENERALE

Introduction Générale

L'effondrement du sol constitue un risque majeur dans de nombreuses régions du monde. Les activités humaines continuent d'augmenter dans les régions engendrées par les sols affaissables, de sorte que les dangers posés, et les impacts économiques augmentent à la fois en termes relatifs et en termes absolus. En Algérie, les extensions récentes des communautés urbaines vers le désert ont exposé l'ingénieur Algérien à des défis géotechniques relativement nouveaux, parmi lesquels les sols affaissables.

La construction de fondations sur des sols affaissables est considérée comme l'un des problèmes majeurs de l'ingénierie géotechnique. Il pourrait être difficile, coûteux voire même impossible de modifier la conception des voies ferrées, des autoroutes ou des lignes d'alimentation afin d'éviter la zone où un tel sol est trouvé. D'autre part, la construction sur sol effondrable à l'état naturel sans les précautions peut entraîner des résultats dramatiques et indésirables. Les activités de l'homme sont certainement la cause principale de la plupart de l'effondrement des sols.

Ces activités comprennent les travaux d'irrigation, les constructions des pipes lines et des différentes réalisations dans le domaine des conduites des hydrocarbures endommagées et non réparés, la mauvaise réalisation des divers réseaux d'assainissement, la non-reconnaissance et / ou la réparation des conduites d'eau endommagées, le chargement excessif sur les sols affaissables et toute activité qui augmente l'humidité en surfacé dans les sols provoque l'effondrement de ces derniers.

Les sols affaissables sont des sols métastables, non saturés qui présentent des déformations potentielles importantes après mouillage avec ou sans chargement, dont la structure est poreuse, ils se présentent souvent sous forme de dépôts éoliens formés de silt et de sable. . En outre les dépôts alluviaux, les écoulements de boue, les sols résiduels et les rejets de volcans produisent des sols affaissables.

A l'état sec, ce type de sol résiste grâce à la cimentation naturelle entre ses grains et peut supporter des charges élevées, cependant, sa saturation, même sans ajout de chargement, provoque la rupture des liaisons inter granulaires donnant ainsi une structure plus dense résultant d'un effondrement des particules du sol. Ces sols métastables sont généralement

INTRODUCTION GENERALE

constitués par un pourcentage de limons qui est prédominant, et un faible pourcentage d'éléments fins.

Plusieurs recherches (Abbeche et al. 2009, 2010, 2018 ; Bahloul et al., 2016 ; Bakir et al., 2017 ; Ziani et al., 2018) se développent dans le domaine de l'identification en effet plusieurs méthodes ont été développées dans ce sens, entre méthodes par essais directs et méthodes empiriques. Les chercheurs (Abbeche et al. 2010 ; Olabaria 2003) par ces méthodes essayent de mettre à la portée des techniciens les outils nécessaire pour la reconnaissance de ce type de sol et pour leur permettre par conséquent, de prendre les dispositifs nécessaires en vue de sécuriser leur structures programmées à être implantées sur ce type de sol.

Par contre d'autre chercheurs (Abbeche et al. 2009, 2010 ; Bakir et al. 2017) ont préféré trouver une solution à ce type de sol et cela en proposant des méthodes de traitement qui dépendent, d'une part, de la profondeur du sol et d'autre part, de la capacité portante que requiert le sol de la structure, font partie de ces mesures : substitution ou traitement du sol en place préalablement par des moyens chimique, thermique ou mécanique. Lorsque la couche du sol affaissable n'est pas trop épaisse (inférieure à 4 m), il est souvent économique de la substituer par un sol approprié qui est compacté à une densité suffisante.

Cette opération suppose que le sol de substitution soit situé à proximité du projet et une disponibilité d'eau en quantité suffisante pour le compactage du sol. Ces deux facteurs, dont la disponibilité pourrait faire défaut au moment des travaux, surtout que les zones concernées sont arides ou semi arides, peuvent influencer énormément sur le coût des travaux. D'autres mesures ont été proposées pour palier à ce genre de problème lorsque le sol est profond et que le traitement n'est pas possible, nous pouvons citer ici les pieux.

La technique du traitement des sols a été utilisée dès la fin des années soixante, elle a été principalement appliquée à la réutilisation en remblai des sols sensibles à l'eau. Elle a ainsi permis de réaliser, dans de bonnes conditions techniques, économiques et de délais, les grands travaux de terrassement nécessités par la construction des programmes autoroutiers.

L'objectif de notre travail est de montrer d'une part, qu'il est possible de diminuer le potentiel de l'affaissement à un niveau qui ne présente aucun danger, du même sol excavé puis remis en place après traitement avec un mélange bentonite-ciment, tout en diminuant la quantité d'eau et l'énergie de compactage, et de chercher les conditions optimales pour lesquelles le sol présenterait un potentiel d'effondrement acceptable.

INTRODUCTION GENERALE

D'autre part, l'étude de la microstructure par le MEB a été menée sur le sol reconstitué avant et après traitement et ce dans le but d'étudier l'effet du stabilisant mélange (bentonite - ciment) à différentes teneurs sur la structure de ce sol.

Le manuscrit est structuré en six chapitres en plus du présent chapitre par l'introduction générale (problématique et objectifs de la recherche) et du dernier chapitre consacré à la conclusion, les recommandations et les futurs travaux. Ces six chapitres sont ici brièvement résumés :

Le premier chapitre est une Analyse bibliographique qui donne l'origine et la définition des argiles. Tout d'abord, nous rappelons quelques notions générales sur la structure et la minéralogie des argiles. Ainsi, les principales familles et la texture des argiles. L'eau et les minéraux argileux.

Le deuxième chapitre concerne la notation des sols à effondrement brusque, la définition, les différents types et leurs formations. Ensuite, nous présentons les mécanismes du « collapse ». Enfin, nous introduisons les différentes méthodes de prédiction et les paramètres qui influent sur l'affaissement.

Le troisième chapitre présente les stabilisants (bentonite-ciment) utilisés dans notre étude (Rappel historique, définition, compositions chimiques, propriétés et caractéristiques physiques). Ainsi que, les techniques de stabilisation des sols (Mécaniques, thermiques et chimiques).

Le quatrième chapitre est consacré à l'identification des matériaux utilisés (sable, kaolin, sol reconstitué, bentonite et ciment). Ainsi une caractérisation physico-chimique, mécanique et minéralogique a été effectuée en plus de plusieurs essais géotechniques standard et normalisés.

Le cinquième chapitre est une synthèse des résultats expérimentaux obtenus dans le cadre d'étude l'influence de l'état initial «Energie du compactage et la teneur en eau» de l'échantillon reconstitué non traité. Dans ce contexte, l'Effet du traitement au mélange (bentonite-ciment) sur les caractéristiques géotechniques de sol affaissable.

INTRODUCTION GENERALE

Le sixième chapitre développe une Analyse microstructurale (Cas sol sans traitement et avec traitement à différents dosages) observés au moyen du microscope électronique à balayage (MEB), avec l'analyse dispersive en énergie de rayon X (EDAX).

Au final, cette thèse se termine par des conclusions permettant de synthétiser les principaux résultats obtenus. Ainsi des recommandations et perspective.

CHAPITRE I

ANALYSE

BIBLIOGRAPHIQUE SUR

LES SOLS NON-SATURES

I.1. Introduction

Les argiles sont des matières premières naturelles utilisées depuis l'antiquité dans des nombreux domaines. Ces matériaux argileux constituent souvent des mélanges naturels complexes des minéraux dont la granulométrie et les propriétés physico-chimiques sont très variables. Les matières premières sont rarement pures et à côté des phases principales, par exemple la kaolinite dans les argiles et les kaolins, se trouve d'autres composés dans des pourcentages qui peuvent être élevés, par exemple le quartz et les micas.

Les argiles ne constituent pas une matière définie et unique mais ils sont composées des associations complexes des minéraux, ce sont des silicates d'alumine hydratés d'une structure feuillet qui l'an appelés phyllosilicates. Ils sont organisés en couches planes infinies constituées d'unités structurales tétraédriques (T) et octaédriques (O) reliées par leurs sommets. Ce type de structure à très grande surface spécifique associée à des caractéristiques physico-chimiques très particulières, explique la capacité des argiles à admettre de nombreux échanges de cations et d'anions dans le réseau ou adsorbés en surface.

Les roches silico-alumineuses contenant du potassium et du magnésium en quantité suffisante, s'altéreront pour donner des illites et de la montmorillonite, si les ions potassium et magnésium ne sont pas évacués pendant la transformation (cas des climats arides et des milieux mal drainés). Si les ions potassium et magnésium sont entraînés, il se formera de la kaolinite (climat tropical et milieu bien drainé).

I.2. Généralité sur les argiles

I.2.1. Origine et définition des argiles

Les argiles sont des matériaux sédimentaires de la couche superficielle de l'écorce terrestre, obtenus par dégradation et altération par l'hydrolyse des minéraux des roches éruptives et magmatiques sous l'action physique et chimique des eaux de surface. Ces résidus détritiques sont déplacés par voie glaciaire, fluviale ou éolienne et se déposent dans les bassins de sédimentation. Le terme argile possède différents sens qui ne se recouvrent que globalement.

Il peut désigner des minéraux de structures et propriétés particulières, des roches argileuses composées pour l'essentiel de ces minéraux ou bien la partie la plus fine d'une analyse granulométrique d'un sol meuble inférieur à 2 μm , cependant cette dernière sont des

CHAPITRE I. Analyse bibliographique sur les sols non-saturés

minéraux argileux résultant de la destruction des roches (les roches sédimentaires contiennent 50 %, les schistes 50 à 80 % et les roches éruptives donnent, par décomposition, des argiles).

On dit qu'un sol est argileux s'il contient plus de 50 % de minéraux argileux.

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

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

I.2.1.1. La roche mère

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

I.2.1.2. La topographie

Elle commande le drainage et elle intervient également :

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

I.2.1.3. Le climat

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

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

Une transformation des minéraux argileux pourra se produire lors de changement de milieu.

CHAPITRE I. Analyse bibliographique sur les sols non-saturés

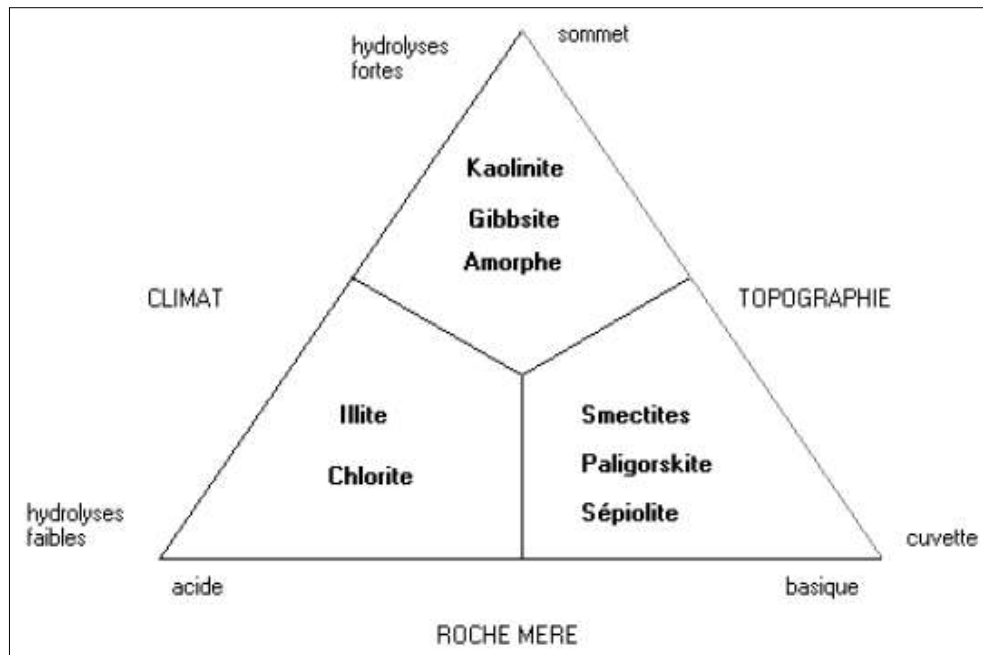


Figure I.1. Types de phyllosilicates formés au cours de l'altération

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

Exemple :

Kaolinite → Chlorite
Smectites → Illite

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

I.3. Structure et minéralogie des argiles

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

- Les plans sont constitués par les atomes ;
- Les feuillets, tétraédriques ou octaédriques, sont formés par une combinaison de plan ;
- Les couches correspondent à des combinaisons de feuillets ;

CHAPITRE I. Analyse bibliographique sur les sols non-saturés

- Le cristal résulte de l'empilement de plusieurs couches.

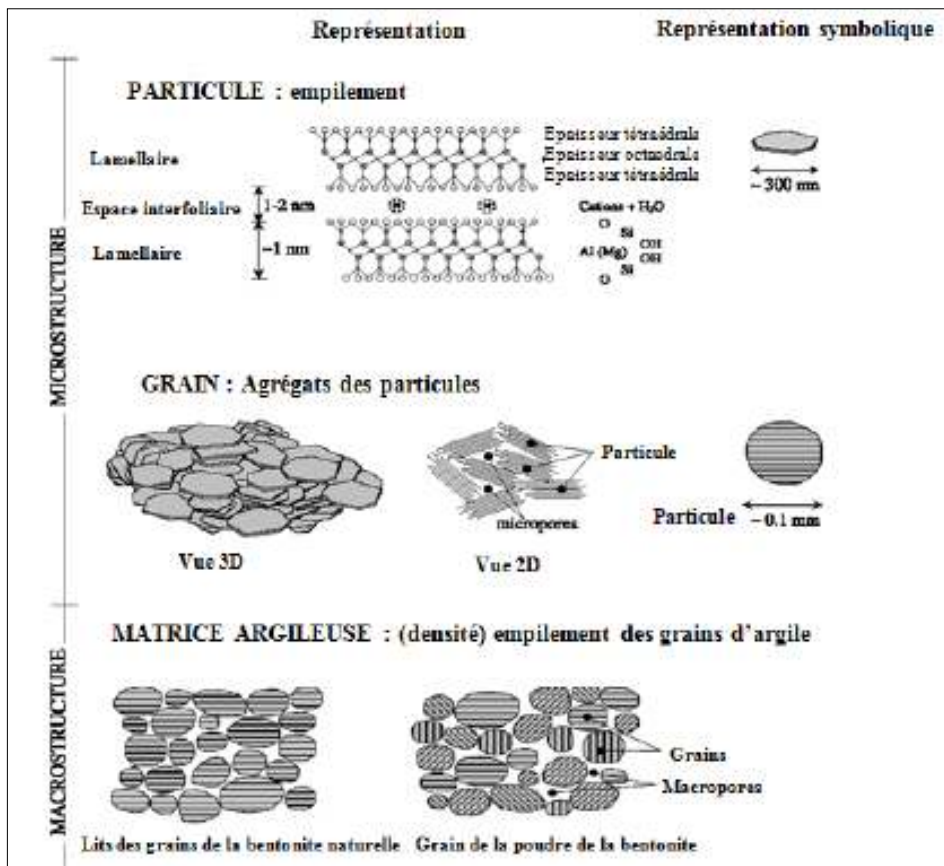


Figure I.2. Structure de la bentonite à différentes échelles, (Pusch et al., 2003)

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

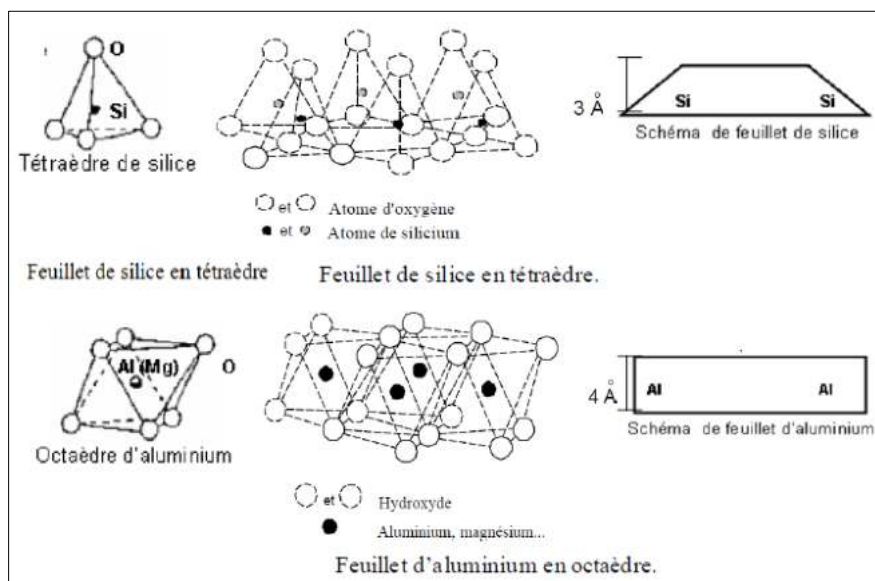


Figure I.3. Structure de base des phyllosilicates, (Luckham et al., 1999)

CHAPITRE I. Analyse bibliographique sur les sols non-saturés

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

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

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

I.3.1. Les minéraux (T-O)

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

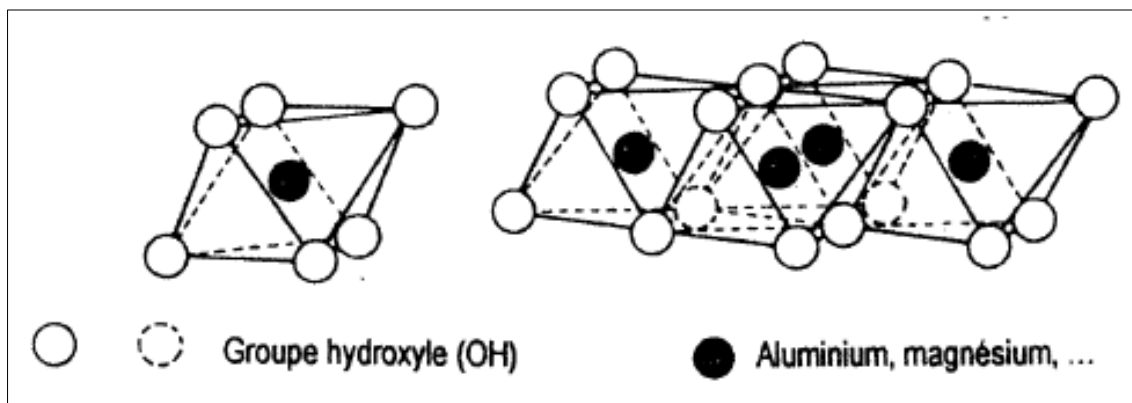


Figure I.4. Assemblage d'une couche octaédrique (argile T- O)

CHAPITRE I. Analyse bibliographique sur les sols non-saturés

I.3.2. Les minéraux (T-O-T)

Ces phyllosilicates comptent plus de 200 variétés de minéraux différents, parmi lesquelles on trouve les groupes des micas et des smectites (Charrad 2010). Ces argiles sont composées d'agglomérats, ces agglomérats sont composés de particules, chacune des particules est composée d'un empilement de feuillets ayant une grande extension dans le plan.

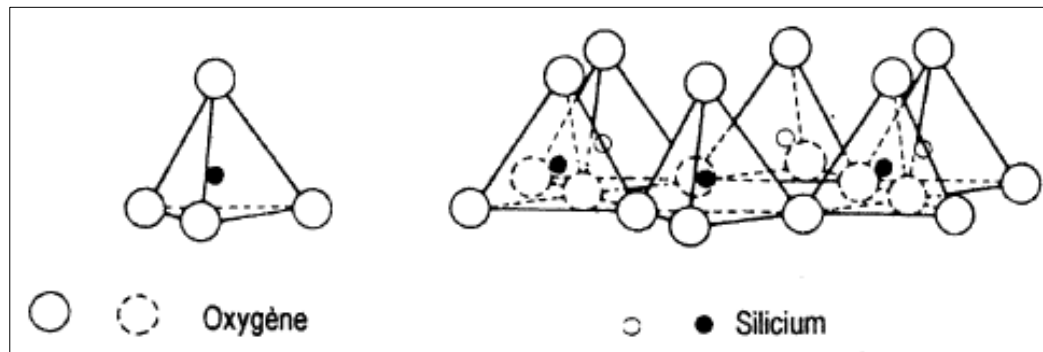


Figure I.5. Assemblage d'une deux couches tétraédriques (argile TOT)

Un feuillet est composé d'une couche planaire formée par un cation en coordinance octaédrique encadrée de deux couches planaires de silicium en coordinance tétraédrique (le feuillet est dit TOT) (Fig I.5). Les sites octaédriques, quand à eux, peuvent être occupés soit par des cations trivalents Al^{3+} ou éventuellement Fe^{3+} , ces phyllosilicates 2/1 sont alors définis comme dioctaédriques, ou par un cation bivalent Mg^{2+} , le phyllosilicate est alors appelé trioctaédrique.

La capacité de gonflement des argiles est influencée par les arrangements et la composition minéralogique de ces feuillets. De même, le gonflement est contrôlé par l'intensité des liaisons interfeuillets qui peuvent se casser lors de l'hydratation et modifier par la suite la microtexture de l'argile (Wakim 2005).

I.4. Les principales familles des argiles

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

I.4.1. Les kaolinites

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

CHAPITRE I. Analyse bibliographique sur les sols non-saturés

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

Le contact entre les feuillets se fait suivant un plan contenant des ions d'hydroxyles OH^- de l'octaèdre et des ions d'oxygène O^{2-} du tétraèdre. Les liaisons interfoliaires, résultant de l'effet combiné de liaisons d'hydrogène et de la force de van der waals, confèrent un lien assez fort avec une grande stabilité vis-à-vis de l'eau. Les feuillets sont alors soudés les uns aux autres par des forces de liaisons très importantes rendant la kaolinite presque insensible au gonflement.

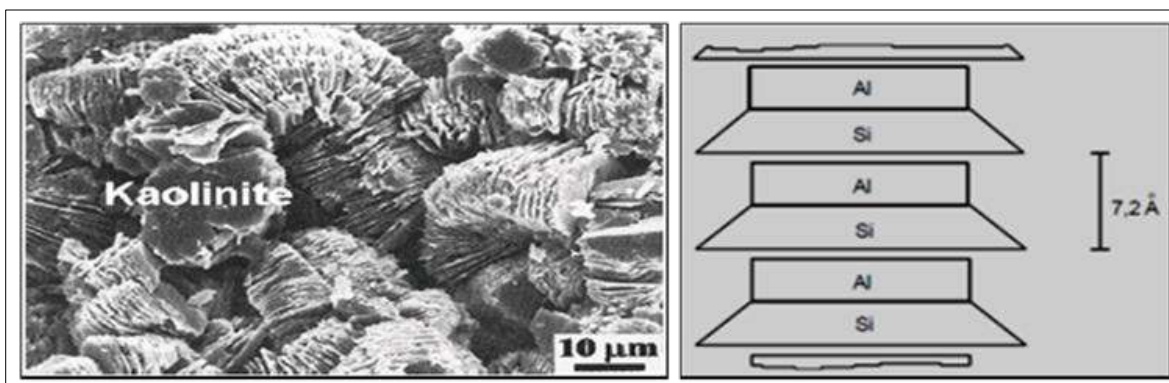


Figure I.6. Cristaux des particules de kaolinite vus au microscope électrique à balayage

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

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

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

CHAPITRE I. Analyse bibliographique sur les sols non-saturés

I.4.2. Les illites

Le feuillet élémentaire de l'illite est composé d'une couche d'alumine comprise entre deux couches de silice. L'épaisseur d'un feuillet est d'environ 10 Å. Les illites sont les plus répandues des minéraux argileux dans la nature (Fig I.7). Elles sont des argiles dites potentiellement gonflantes. Les liaisons entre les feuillets sont moins fortes que celles des kaolinites.

Les analyses chimiques ont montré dès le début, que moins d'un ion de silicium sur quatre était remplacé par un ion d'aluminium, ce qui diminue d'autant la quantité d'alcalins entre les feuillets. Un remplacement partiel des ions Al octaédriques par des ions Mg, Fe²⁺ et Fe³⁺ est fréquent.

Le déficit de charge qui en résulte est compensé par l'eau et les cations de potassium K⁺ (sauf qu'on a plus d'eau, moins de K⁺). La présence de ces cations contribue à renforcer les liaisons interfeuillets. Le comportement des illites se rapproche alors de celui des kaolinites.

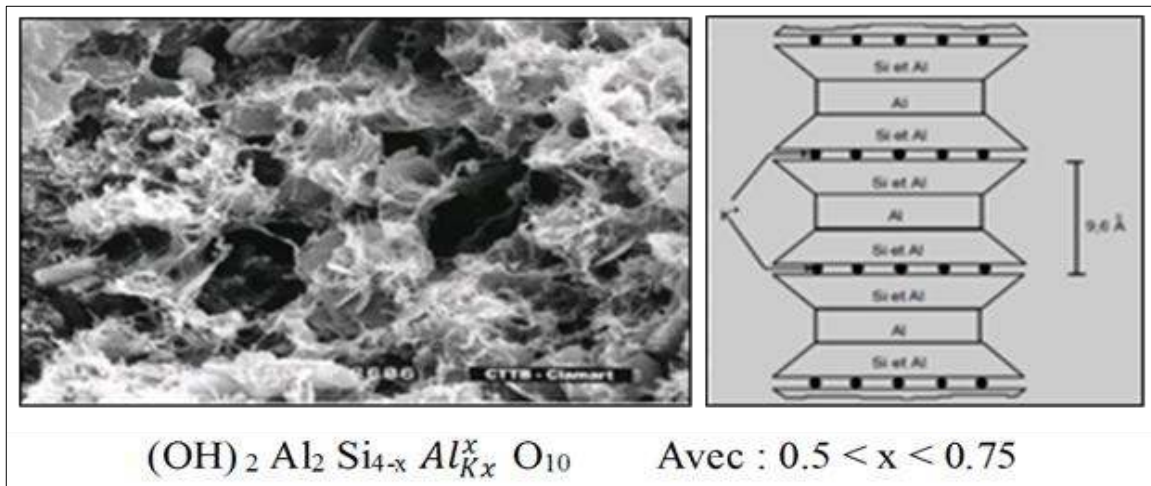


Figure I.7. Cristaux des particules d'illite vus au microscope électronique à balayage

Le groupe des micas présente aussi des feuillets à trois couches T-O-T. un exemple de mica est la muscovite $\text{K Al}_2 [\text{Si}_4 \text{Al} \text{O}_{10}] (\text{OH})_2$, elle fait intervenir des ions K^{2+} qui sont absorbés dans les liaisons inter foliaires afin de compenser le déséquilibre des charges. Cependant ces ions sont liés de façon très stable et la plupart ne sont pas échangeables.

La structure des micas se rapproche de celle des illites sauf qu'elles sont plus grandes. Leur formule chimique est la suivante : $(\text{OH})_2 \text{Al}_2 \text{Si}_3 \text{Al}_K \text{O}_{10}$

CHAPITRE I. Analyse bibliographique sur les sols non-saturés

Les feuillets possèdent une charge globale négative, plus élevée que celle des smectites, qui est compensée par des ions potassium. La différence fondamentale avec les smectites réside dans le fait que les ions compensateurs (potassium) ne sont que très faiblement échangeables : l'illite a une capacité d'échange cationique faible. Il n'y a pas d'hydratation des espaces interfoliaires (Jozja 2003 ; M'bodj et al., 2004).

Tableau I.1. Classification des phyllosilicate, (Jozja 2003)

Feuillet	Charge par maille	Diocatédrriques	Trioctatédrriques
1:1	0	Kaolinite (Si ₄) (Al ₄) O ₁₀ (OH) ₈	Antigorite (Si ₄) (Mg ₃) O ₁₀ (OH) ₈
	0	-	Berthierines (Si _{4-x} Al _x) (Mg ⁺² _{6-x} M ⁺³ _x) O ₁₀ (OH) ₈
	0	Pyrophyllite (Si ₈) (Al ₄) O ₂₀ (OH) ₄	Tale (Si ₈) (Mg ₆) O ₂₀ (OH) ₄
2:1	0.4 à 1.2	Smectites	
		Montmorillonite (Si ₈) (Al _{4-y} Mg _y) O ₂₀ (OH) ₄ , M _y ⁺	Hectorite (Si ₈) (Mg _{6-y} Li _y) O ₂₀ (OH) ₄ M _y ⁺
		Beidellite (Si _{8-x} Al _x) Al ₄ O ₂₀ (OH) ₄ , M _x ⁺	Saponite (Si _{8-x} Al _x) (Mg ₆) O ₂₀ (OH) ₄ , M _x ⁺
	1.2 à 1.8	Illites (Si _{8-x} Al _x) (Al _{4-y} M ⁺² _{-y}) O ₂₀ (OH) ₄ k ⁺ _{x/y}	Vermiculites (Si _{8-x} Al _x) (Mg _{6-y} M ⁺³ _y) O ₂₀ (OH) ₄ k ⁺ _{x-y}
	2	Micas	
		Muscovite (Si ₆ Al ₂) (Al ₄) O ₂₀ (OH) ₂ k ⁺ ₂	Phlogopite (Si ₆ Al ₂) (Mg ₆) O ₂₀ (OH) ₂ k ⁺ ₂
	4	Margarite (Si ₄ Al ₄) (Al ₄) O ₂₀ (OH) ₂ Ca ⁺² ₂	Clintonite (Si ₄ Al ₄) (Mg ₆) O ₂₀ (OH) ₂ Ca ⁺² ₂

I.4.3. Les smectites

La Montmorillonite, la Beidellite, la Nontronite, la Hectorite, la Saponite et la Saucouite sont des argiles dites potentiellement très gonflantes. Le représentant le plus important de cette famille des minéraux est montmorillonite (Fig I.8).

CHAPITRE I. Analyse bibliographique sur les sols non-saturés

Le terme de montmorillonite a été proposé par Damour et al., (1847), d'après le nom de la ville de Montmorillon (Vienne, France). La montmorillonite se compose comme suit : une couche octaédrique comprise entre deux couches tétraédriques. Les tétraédres de la couche tétraédrique sont occupés par le silicium, et l'aluminium de la couche octaédrique est remplacé partiellement par le magnésium. L'empilement des feuillets est désordonné ; chaque feuillet est tourné dans son plan par rapport au précédent et a une extension latérale extrêmement grande par rapport à son épaisseur qui est d'environ 9.6 Å.

Ce désordre est la constitution des faces inférieures et supérieures de ce type d'argile, ne permettent pas la constitution des faces inférieures et supérieures de ce type d'argile, ne permettent pas le développement d'une liaison hydrogène entre les feuillets, ce qui facilite leur écartement et l'absorption des molécules variées (eau, cations ou molécules organiques) au niveau de l'espace interfoliaire qui s'écarte.

De ce fait, parvient la sensibilité de ces argiles à l'eau qui se glisse entre ces feuillets en quantité variable et donne à la périodicité de l'empilement une valeur également variable souvent voisine de 14 Å. Ceci crée un déficit de charge compensé par des ions, situés entre les feuillets et qui sont changeables et fréquemment représentés dans la nature par Na et Ca.

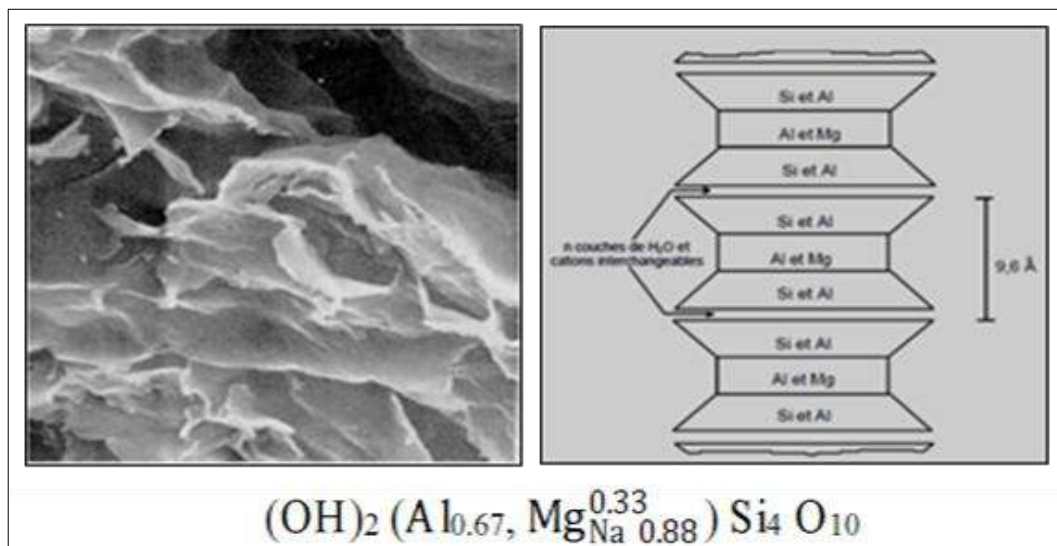


Figure I.8. Vue microscopique au MEB de la montmorillonite et arrangement des feuillets

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

CHAPITRE I. Analyse bibliographique sur les sols non-saturés

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

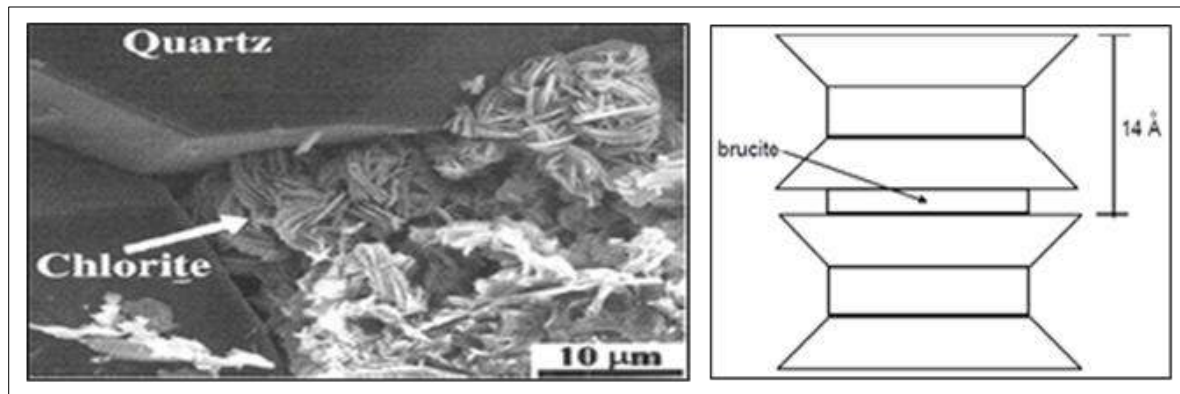


Figure I.9. Cristaux de chlorite vus au microscope électronique à balayage

Les caractéristiques et les principaux minéraux de ces argiles sont résumés dans le tableau I.2.

Tableau I.2. : Principaux minéraux argileux.

Minéraux argileux	Kaolinite	Vermiculite	Illite	Smectites
Capacité d'échange d'ions	Basse	Essentiellement dans les couches tétraédriques		Très forte
Caractère gonflant	Non	Non	Gonflant	Fort gonflant
Nombre de feuillets par particule	100-200	1	1-10	1
Diamètre d'une particule (µm)	0,1-4	0,1	0,1-1	0,1
Épaisseur d'une particule (µm)	1-10	0,005	0,003-0,01	0,001
Surface spécifique en (m ² /g)	10-20	800	65-100	700-840
C.E.C en (meq/100g)	3-15	25-30	20-40	60-160

I.5. Texture des argiles

Tout comme la structure cristalline des argiles, la texture est un paramètre important car il conditionne les propriétés physiques du minéral (Caillière et al., 1959).

La texture concerne l'assemblage des minéraux (argileux ou pas) sous forme d'agrégats ainsi que l'arrangement ou la distribution spatiale de ces agrégats (Aubouin et al., 1968 ;

CHAPITRE I. Analyse bibliographique sur les sols non-saturés

Audiguier-Marcel 1979) définissent la texture comme « la forme, la dimension et la disposition d'un certain nombre de minéraux naturellement groupés en une population au sein de la roche ». (Fig I.10)

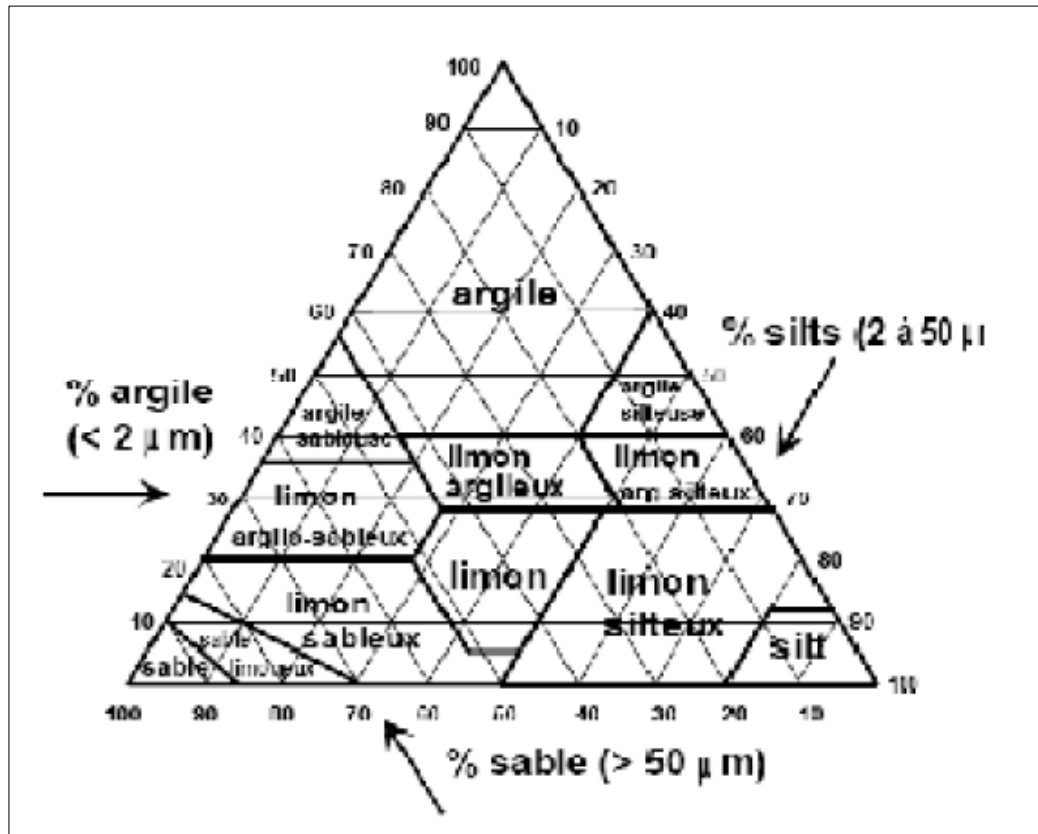


Figure I.10. Triangle de texture des argiles, (Maëva et al., 1992)

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

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

- Texture « matricielle » (Fig I.11a) : Texture dont la base est une pâte homogène avec les particules élémentaires disséminées dans cette pâte. Cette texture est caractéristique des sols naturels ou des sols compactés du côté humide de l'optimum Proctor.
- Texture « agrégée » ou « compactée » (Fig I.11b) : Texture compactée avec les particules élémentaires assemblées sous forme de mottes ou d'agrégats (Maison 2011).

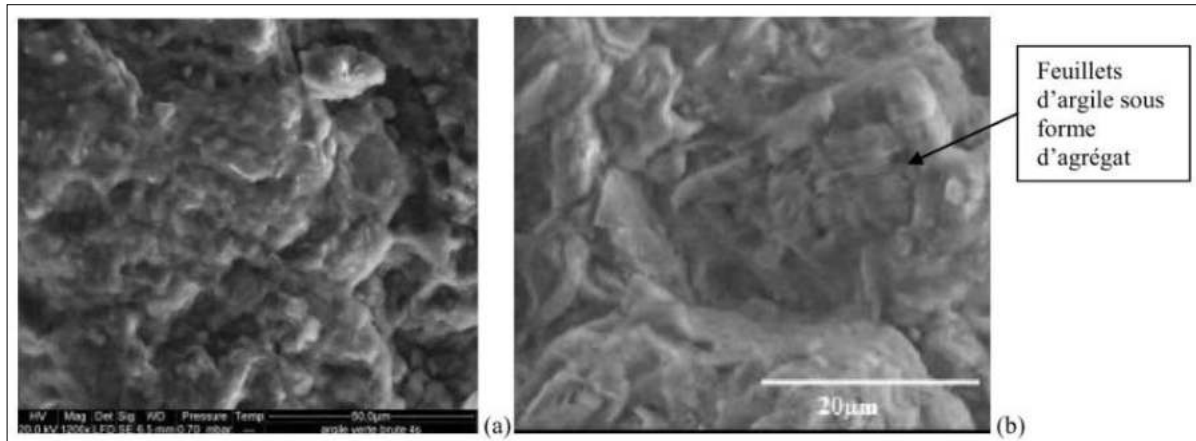


Figure I.11. Photographie MEB de texture matricielle (a : Argile Verte de Romainville) et texture agrégé (b : Argile de Bavent)

Il est rare de rencontrer des sols argileux composés uniquement d'argile, et au sein même de la fraction argileuse, plusieurs types d'argiles peuvent coexister. La texture des sols argileux peut varier fortement en fonction du type de minéraux argileux, du mode de sédimentation et de l'état de consolidation (Windal 2001). Une roche argileuse qui présente une organisation serré et orientée des particules d'argiles n'a pas le même gonflement qu'un sol argileux dont la sédimentation a été rapide et récente et pour lequel la distance entre les plaquettes est maximale. Cette organisation des minéraux argileux est la principale cause du gonflement anisotrope.

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

I.6. L'eau et les minéraux argileux

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

I.6.1. La forme de l'eau

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

CHAPITRE I. Analyse bibliographique sur les sols non-saturés

hydrodynamiques de l'eau et cela dépend de la distance entre les molécules d'eau et la surface argileuse.

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

I.6.1.1. Eau liée

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

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

- L'eau des arrêtes et des cassures de la surface du réseau cristallin. Les molécules d'eau y sont retenues par des liaisons de coordination avec les éléments superficiels du réseau cristallin ;
- L'eau d'hydratation des cations échangeables ;
- L'eau de surface interfeuillet, répartie entre les différents feuillets des minéraux argileux, reliés entre eux par des liens hydrogènes existant entre les groupes OH^- et O^2 .

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

L'eau a la structure de la glace. La viscosité peut être supérieure de quelques dizaines de fois à celle de l'eau normale (Rosenqvist 1959). La densité varie de 1.2 à 2.4 g/cm^3 (Yong et al., 1975).

L'adsorption des molécules d'eau et des ions dépend en grande partie de la surface spécifique des argiles.

Une zone de transition d'eau dite « diffuse », entre 0.005 et $0.5 \text{ }\mu\text{m}$ contient des molécules d'eau fixes et qui supportent encore une attraction non négligeable.

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

I.6.1.2. Eau libre

Au-delà de $0.5 \text{ }\mu\text{m}$ (Marsily 1981), l'eau n'est retenue dans l'argile que par les forces capillaires et elle est capable de se déplacer sous l'effet de la gravité ou d'un gradient hydraulique suffisant. C'est l'eau libre, appelée aussi eau interstitielle. D'une façon générale,

CHAPITRE I. Analyse bibliographique sur les sols non-saturés

les forces mises en jeu sur l'eau par les particules d'argiles diminuent avec la distance (Fig. I.12).

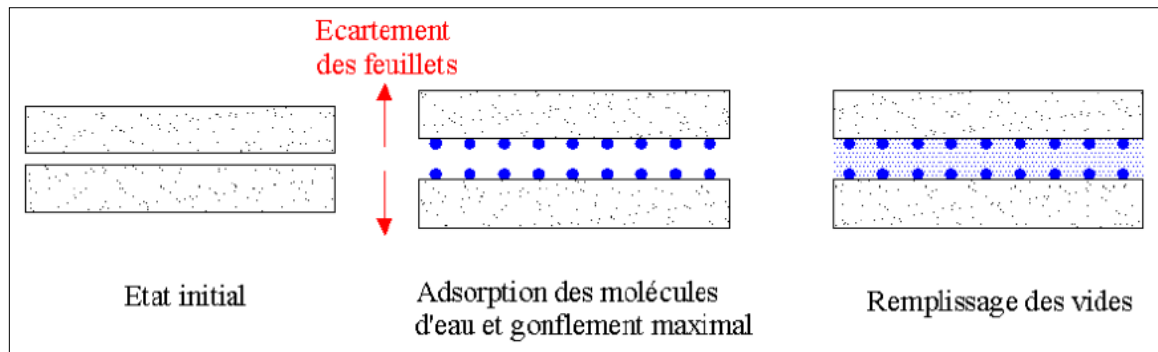


Figure I.12. Gonflement et hydratation du matériau argileux

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

I.6.2. Principales type d'hydratation

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

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

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

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

I.6.2.1. Hydratation par succin capillaire

Les phénomènes de capillarité se produisent à l'interface entre deux fluides (G et L), comme le montre sur la figure I.13, car les molécules y sont soumises à un ensemble de forces d'interactions non équilibrées à la différence d'une molécule située au sein du fluide.

Une molécule d'eau au sein d'une masse d'eau est soumise à des actions de même nature (Fig I.13), alors que celle à l'interface entre deux fluides, eau-air par exemple, est soumise à des actions différentes : actions dues à l'eau et actions dues à l'air. Les molécules d'eau à l'interface eau-air sont donc attirées vers la masse d'eau et la surface de l'eau est soumise à une force perpendiculaire à la surface libre. (Delage et al., 2001 ; Masekanya 2008)

C'est cette attraction qui engendre une tension de surface σ_s à l'interface et qui est représentée sur la figure I.14 dans le cas d'une interface plan.

La capillarité est souvent illustrée par le schéma de la figure I.14 (Delage et al., 2001 ; Masekanya 2008) décrivant la remontée capillaire h_c de l'eau dans un tube de rayon r plongé dans un récipient contenant de l'eau. La relation entre le rayon de courbure du ménisque sphérique eau-air dans le tube et la différence de pression entre l'air et l'eau est donnée par la loi de Laplace, qui se simplifie dans l'hypothèse de pores cylindriques et prend l'expression de la loi de Jurin :

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

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

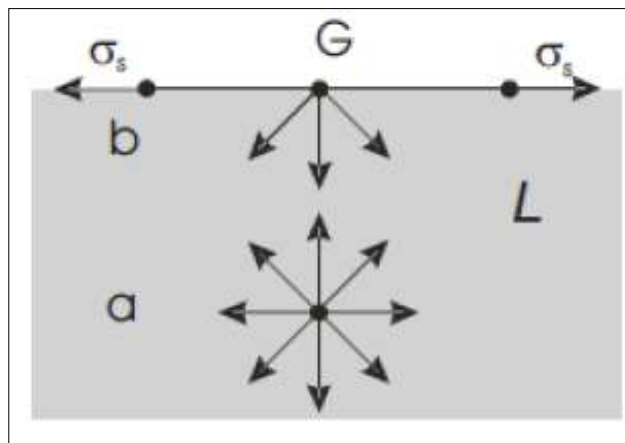


Figure I.13. Action des forces sur une molécule d'eau, (Delage et al., 2001)

CHAPITRE I. Analyse bibliographique sur les sols non-saturés

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

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

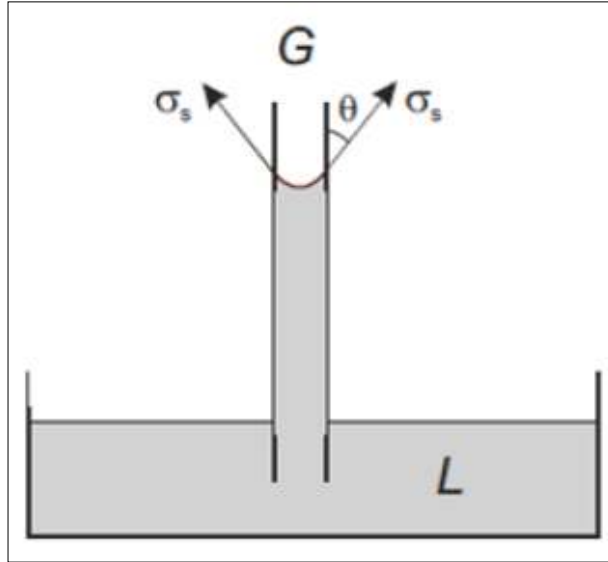


Figure I.14. Remontée capillaire dans un tube, (Delage et al., 2001)

I.6.2.2. Succion d'adsorption

L'adsorption de l'eau par des solides met en jeu des forces (succion) de nature électrostatiques : il se forme des zones électriquement chargées à la surface des minéraux (en particulier pour les argiles). Les éléments physiques (Fig I.15) engendrant cette succion d'adsorption s_{ad} sont :

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

Toutes ces forces concourent à l'attraction de l'eau avec une intensité décroissant très rapidement avec la distance. Ces forces se traduisent localement par des pressions d'eau très négatives.

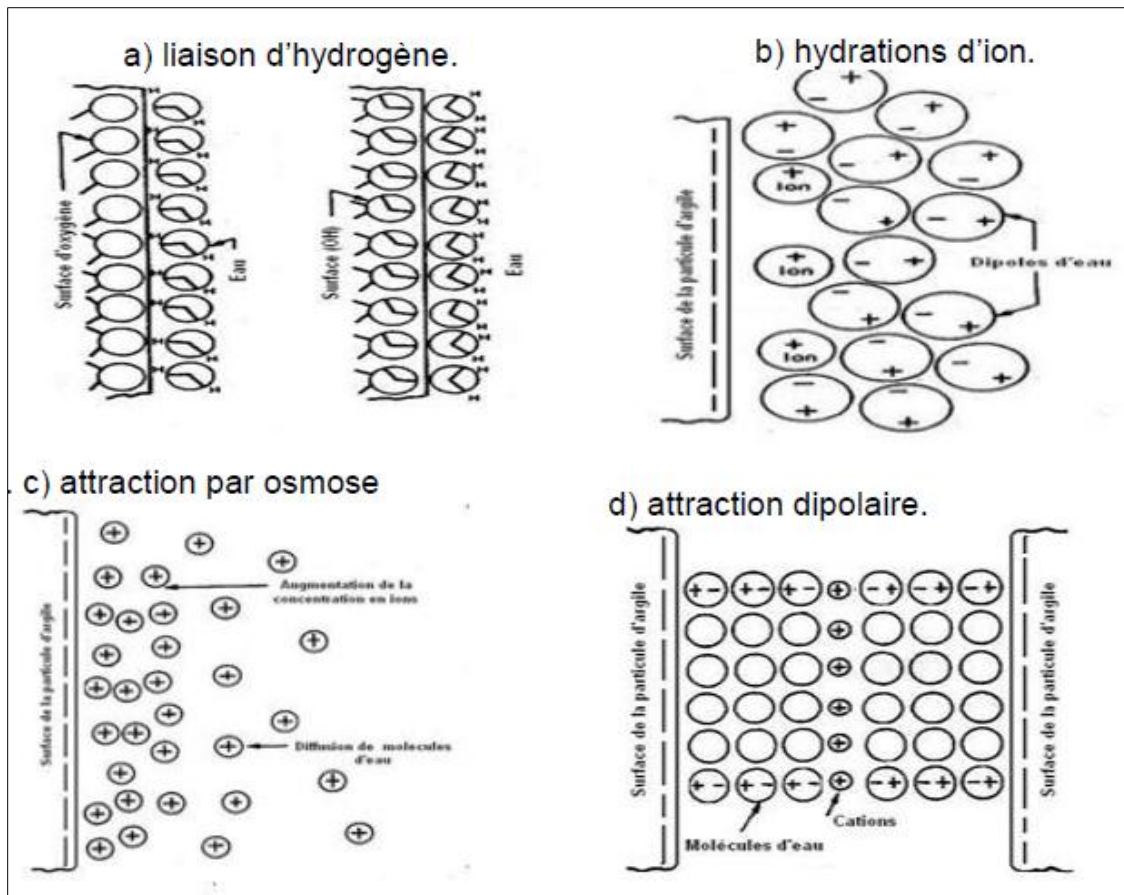


Figure I.15. Mécanismes possible d'adsorption à la surface de l'argile, (Mitchell 1993)

I.6.2.3. Succion osmotique

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

I.6.2.3.1. Succion matricielle

La succion matricielle s_m est définie comme la somme des deux succions précitées :

$$S_m = S_0 + S_{ad} \quad (I.3)$$

I.6.2.3.2. Succion totale

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

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

CHAPITRE I. Analyse bibliographique sur les sols non-saturés

I.6.2.4. Transformations chimiques

Trois types de transformations chimiques se distinguent principalement :

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

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

Les substitutions isomorphes de si et al par d'autres cations sont courantes dans les argiles et elles s'accompagnent de modifications de la charge électrique des particules vers des charges négatives. Ces déficits en charge peuvent aussi provenir de l'interruption du cristal.

Ainsi les arêtes seront chargées négativement car il n'y a pas d'autres tétraédres ou octaédres à mettre en commun. Ce phénomène est plus marqué pour de petites particules et il est à l'origine de l'attraction de divers cations et de la répulsion des anions. Les cations, plus ou moins hydratés selon leur nature, influenceront l'hydratation des particules argileuses.

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

I.6.3.1. Les forces attractives

Elles proviennent des liaisons :

- **Covalence** : mise en commun d'un ou plusieurs électrons de deux atomes pour assurer la neutralité électrique ;
- **Ionique** : les cations apportent l'électroneutralité. Dans le cas de l'illite, les atomes de potassium sont piégés entre les groupes d'hydroxyles les plus petits et l'eau ne peut pénétrer. Cette liaison est forte. Dans le cas des smectites, les cations Na^+ et Ca^{2+} sont attirés par la surface des feuillets. L'espace interfoliaire est suffisant pour laisser pénétrer les molécules d'eau, et l'hydratation libère une énergie supérieure aux forces d'attraction entre couches d'argiles. Les liaisons deviennent faibles et l'espace interfoliaire augmente avec H_2O , d'où un gonflement important du minéral.

CHAPITRE I. Analyse bibliographique sur les sols non-saturés

- **Hydrogène** : liaison entre un groupement A-H et atome B pour autant que l'électronégativité de B et la distance A...B soient adéquates. Dans le cas de la kaolinite, une face d'une couche comporte des oxygènes considérés comme pôles négatifs, et l'autre face des groupes hydroxyles contenant H⁺. cet ion de diamètre très faible forme une liaison hydrogène entre les deux couches successives et elle est à l'origine de leur empilement. L'eau ne peut donc y pénétrer. Ce lien est très fort perpendiculairement aux feuillets et faible tangentiellement. Ce type de lien puissant intervient entre la surface empilement. L'eau ne peut donc y pénétrer. Ce lien est très fort perpendiculairement aux feuillets et faible tangentiellement. Ce type de lien puissant intervient entre la surface d'une particule chargée en O et la molécule H₂O, et donne à la première couche d'eau une structure particulière proche de la glace.
- **Van Der Waals** : ce sont des liaisons électromagnétiques entre dipôles. A tout moment il y a plus d'électrons d'un côté du noyau d'un atome que de l'autre, d'où la formation de dipôles qui se rattachent par leur côté opposé électriquement. Les forces mises en jeu sont faibles mais additives (d'où leur importance) et diminuent très lentement avec la distance (Fig I.16). Elles sont suffisamment fortes pour déterminer l'arrangement final de certains solides et une source majeure de cohésion dans les sols fins (Mitchell 1976).

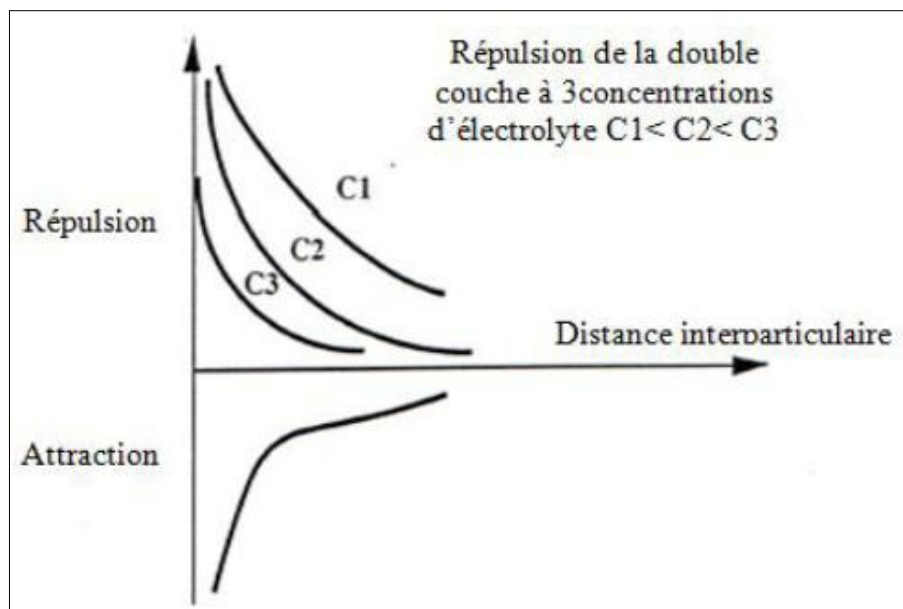


Figure I.16. Forces électrostatique dans la double couche

I.6.3.2. Les forces répulsives

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

CHAPITRE I. Analyse bibliographique sur les sols non-saturés

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

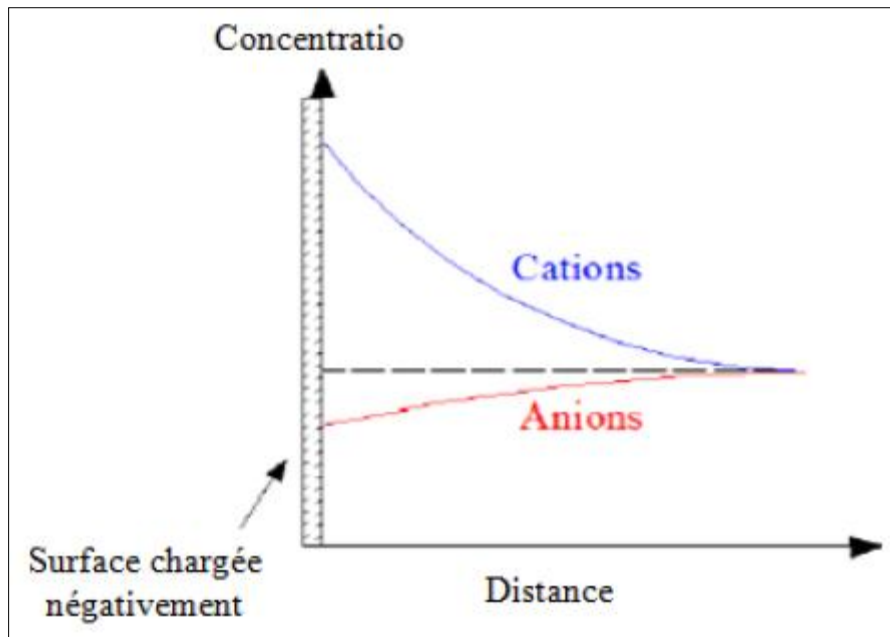


Figure I.17. Répartition des ions autour de la particule chargée

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

Les variations de concentrations en cations et en anions dans la double couche de diffuse sont déterminées à partir de l'équation de Poisson-Boltzmann. A proximité de la surface chargée, la concentration en cations est plus élevée que celle en anions (Fig I.17).

I.6.4. Interactions entre les feuillets en milieu aqueux

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

Cette couche extérieure est donc légèrement négative et la charge est permanente.

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

CHAPITRE I. Analyse bibliographique sur les sols non-saturés

La structure cristalline de la demi-maille des feuillets de montmorillonite présente des substitutions créant un déficit électronique compensé par des cations hydratés qui maintiennent l'électroneutralité. La population de ces derniers peut être séparée en deux couches : une couche de cations immobiles liées à la surface, appelée couche de Stern, et une couche mobile proche de la surface, moins dense, appelée couche de diffuse, la limite entre ces deux couches étant appelée plan d'Helmholtz ou plan de cisaillement (Fig I.18).

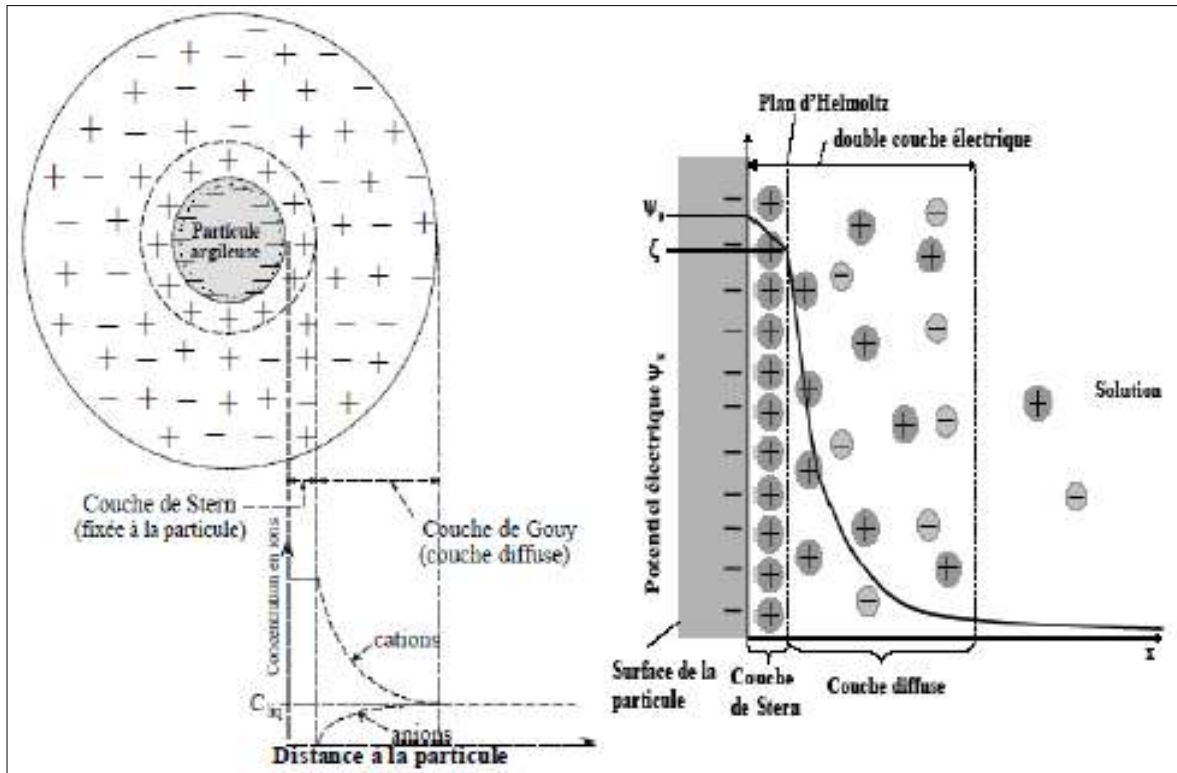


Figure I.18. Schéma de la double couche électrique et de l'évolution du potentiel électrique en fonction de la distance de la particule à la solution.

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

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

Ce potentiel noté ψ_0 est maximum à la surface du feuillet et décroît linéairement dans la couche de Stern (Fig I.18).

CHAPITRE I. Analyse bibliographique sur les sols non-saturés

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

I.7. Conclusion

Les minéraux argileux sont des silicates plus ou moins hydratés, constitués par un agencement de tétraèdres siliciques et d'octaèdres aluminiques et/ou magnésiens.

La plupart de ces minéraux sont des produits issus de la transformation sous l'influence de processus physiques et chimiques de silicates primaires.

Les produits obtenus renferment généralement de nombreuses impuretés susceptibles d'influencer l'évolution de ces matériaux pendant le traitement thermique. L'étude décrite dans ce mémoire va donc concerner de kaolin et de bentonite.

CHAPITRE II

NOTIONS SUR

LES SOLS AFFAISSABLES

II.1. Introduction

Le phénomène d'effondrement (collapse) indique une diminution brutale du volume d'un sol, soumis à certaines conditions, suite à son humidification, avec ou sans chargement supplémentaire, cette diminution de volume conduit à une densification irréversible du sol, initialement lâche ou peu dense. Ce phénomène est généralement connu comme étant un phénomène typique des sols non saturés qui intervient par infiltration d'eau dans un sol compact sous contrainte et permet de générer un accroissement de la densité du sol par effondrement de sa structure.

En géotechnique, deux types d'effondrement sont observés : effondrement par liquéfaction et effondrement par imbibition. Quel que soit le type d'effondrement, un sol effondrable est toujours assez lâche pour pouvoir se densifier au cours de l'effondrement. L'effondrement par imbibition qui nous intéresse, dans lequel une venue d'eau déclenche un phénomène d'effondrement et constitue un problème géotechnique «non-saturé», c'est-à-dire relatif aux sols non-saturés. Dans cette thèse, le terme «effondrement» est réservé exclusivement au phénomène d'effondrement par imbibition.

Ce chapitre présente les notions et notations principales utilisées dans cette thèse consacrée au phénomène d'effondrement. Nous décrivons quelques exemples et problématiques rencontrés en géotechnique en nous intéressant aux paramètres de sols qui influencent l'effondrement.

II.2. Phénomène d'effondrement

L'effondrement peut se produire dans les sols : Naturels (dépôts éoliens, dépôts alluvionnaires ou sols résiduels) et compactés (remblais, barrages en terre, ouvrages souterrains). Les désordres importants causés par le phénomène d'effondrement, qui sont due à des mouvements verticaux des sols, ont été constaté dans plusieurs régions du monde (Fig II.1), notamment quand elles sont des zones arides ou semi-arides. Ce problème spécial, qui est une réalité sur le terrain, nécessite de la part du géotechnicien une attention particulière et une maîtrise.

Yudhbir (1982), a isolé d'autres facteurs importants comme : le type de sol (minéralogie, granulométrie), la nature des agents de liaison et de cimentation, la contrainte appliquée, le degré de saturation et la densité initiale, la quantité et la dynamique de mouillage (nappe phréatique, infiltration des eaux de pluies). On voit apparaître les agents de liaison entre

CHAPITRE II : Notions sur les sols affaissables

particules du sol, puisque ils sont difficiles à mesurer. Pourtant l'existence de ces liaisons est primordiale car leur affaiblissement est à l'origine du phénomène d'effondrement.



Figure II.1. Schémas illustrant le phénomène d'effondrement, Année 2009

A cet effet, de nombreux chercheurs ont apporté leurs contributions à des recherches concernant l'effondrement des sols et en essayant d'en expliquer les mécanismes. La littérature a indiqué que la majorité des recherches sur l'effondrement ont été consacrées à l'identification, aux mécanismes, à la prévision et aux méthodes de traitement.

II.2.1. Facteurs influençant l'effondrement

Plusieurs auteurs ont essayé de définir les principaux facteurs influençant l'effondrement. On citera, ci-après, quelques approches et constatations :

CHAPITRE II : Notions sur les sols affaissables

Lawton et al., (1991) ; Benchouk (2005), résument les observations se rapportant au phénomène, comme suit :

A : Quatre conditions sont nécessaires pour que l'effondrement se produise dans les sols (Barden 1974 ; Mitchell 1976) :

- Une structure ouverte, partiellement instable et partiellement saturée.
- Une forte contrainte totale appliquée.
- Présence d'une succion suffisamment importante ou des agents de cimentation (CaCO_3) qui stabilise le sol dans des conditions non saturées.
- Une humidification du sol réduira la succion et détruira les agents de liaisons. Ceci provoquera un cisaillement des contacts intergranulaires.

B : Le potentiel d'effondrement décroît soit :

- En augmentant la teneur en eau initiale ou la densité sèche initiale.
- En diminuant la contrainte appliquée (Holtz et al., 1961 ; Booth 1977 ; Cox 1978).

C : Pour chaque type de sol, il existe un seuil limite où en faisant varier les paramètres densité sèche initiale, teneur en eau et surcharge, on n'obtiendra aucune variation de volume, supplémentaire, lors de l'inondation (Booth 1977 ; Cox 1978).

D : Il existe une teneur en eau critique (degré de saturation) au-delà de laquelle (du quel) il ne peut y avoir d'effondrement. Pour certains types de sol, la teneur en eau critique est au-delà de la teneur en eau optimum Proctor (Barden et al., 1973).

Selon Rogers (1995) et Montanez (2002), l'effondrement d'un sol est déterminé par plusieurs facteurs externes et internes :

Les facteurs externes se résument à :

- L'état de contrainte appliqué.
- Les conditions environnementales qui déterminent les possibles variations de la teneur en eau.

Les facteurs internes sont :

- La minéralogie.
- La structure du sol.
- Un important indice des vides.
- Une faible liaison inter particules.

CHAPITRE II : Notions sur les sols affaissables

II.2.2. Microstructure des sols effondrables

Les sols compactés susceptibles de s'effondrer ont une structure ouverte (espaces intergranulaires importants) et un pourcentage important de vides ce qui les rend métastables.

Plusieurs hypothèses sont émises concernant l'arrangement des particules de sol, l'importance ou l'orientation des liaisons. Les chercheurs supposent qu'il existe une sorte de structure en nid d'abeilles, avec des liaisons ou forces aux points de contact qui lient les grains entre eux.

Montanez (2002), (Fig II.2) a montré les nombreux vides d'une structure métastable d'un sol (photographie par microscope électronique à balayage). Après humidification, on remarque clairement que les grains se sont réarrangés en créant une densification (disparition des vides) et par là un nouvel équilibre de la structure.

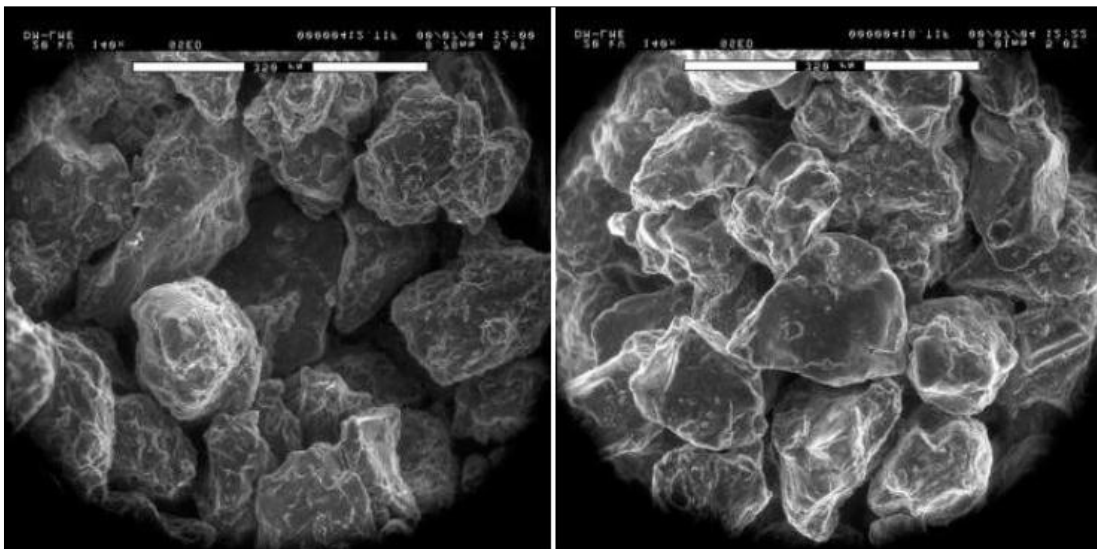


Figure II.2. Une structure métastable (à gauche) ; Structure après effondrement (à droite)

Les comportements d'effondrement se manifestent souvent dans des sols fins dans lesquels les particules de silt ou de sable sont présentes en grande proportion.

Les particules élémentaires (plaquettes) se présentent alors en agrégations. Dans ce genre de sols, la plus grande partie du volume des pores est du type inter-agrégats et ils occupent une place relativement grande par rapport aux pores intra-agrégats.

La microstructure qui possède ainsi des espaces vides de grande taille est considérée comme une structure ouverte (open structure). Les liaisons entre les particules ont plusieurs origines dans ce cas : les effets électrochimiques, les connecteurs composés de matière

CHAPITRE II : Notions sur les sols affaissables

argileuse et les effets capillaires. Dans tous les cas, plus la teneur en eau est basse, plus les liaisons entre les particules sont fortes.

On observe que, en cas d'hydratation, lorsque le sol est soumis une sollicitation mécanique faible, il se produit un gonflement, tandis que l'effondrement se manifeste quand cette sollicitation est importante. Cela s'explique en fonction de la microstructure (Alonso et al., 1987 ; Barden 1974 ; Collins et al., 1974 ; Benchouk 2005) : lorsque la sollicitation mécanique est faible, les plaquettes d'argile dans les agrégats et les ponts se gonflent lors de l'hydratation, mais la structure du sol est préservée.

Par contre quand elle est plus élevée, les liaisons entre les grains de silt ou de sable peuvent être détruites : les ponts entre les grains peuvent être cassés, les agrégats se déforment sous cette charge élevée et, en conséquence, les grains de silt ou de sable glissent les uns par rapport aux autres.

II.2.2.1. Microstructure des sols compactés

La microstructure d'un sol compacté, parfois aussi appelée simplement structure, comprend deux aspects : le premier concerne le mode d'arrangement des particules (grains) ; le deuxième est relatif aux interactions entre les particules. (Fig II.3)



Figure II.3. Structure compacte du sol fin, (Fort 2014)

Les propriétés physico-chimiques et le comportement hydromécanique du sol sont bien entendu grandement influencés par la microstructure. Une bonne connaissance de l'évolution de la microstructure durant différents chemins de sollicitations peut souvent aider à expliquer

CHAPITRE II : Notions sur les sols affaissables

certaines comportements hydromécaniques. Le gonflement et l'effondrement, par exemple, sont liés aux changements de microstructure. En outre, l'influence de la microstructure sur le comportement hydromécanique peut être beaucoup plus importante dans un sol non saturé que dans un sol saturé (Xiang-Ling 1999). La microstructure initiale d'un sol saturé peut être détruite par cisaillement.

Dans un sol non saturé, une résistance au supplémentaire à la structure vient de ce présentée sous forme d'une cohésion apparente due à la succion. Cette dernière qu'on va discuter par la suite joue un rôle majeur dans le comportement de ce type de sol. Dès lors, sous une même charge, la microstructure d'un sol non saturé peut rester intacte, tandis que celle d'un sol saturé peut être modifiée. La microstructure d'un sol dépend de sa granulométrie. Un sol granulaire n'a pas la même microstructure qu'un sol argileux.

L'étude de la microstructure du sol se réalise généralement à l'aide des outils et méthodes suivantes : microscope électronique à balayage, microscope optique, diffraction des rayons X et porosimétrie au mercure.

II.2.2.2. Microstructure des sols granulaires

Les sols granulaires sont des matériaux dont les grains ne sont pas de nature argileuse et donc, ne possèdent pas ou presque pas de propriétés colloïdales. Ils sont généralement tridimensionnels et non pas du type feuillet. Les liaisons entre les grains sont extrêmement faibles puisqu'il n'y a pas de couche d'eau adsorbée sur la surface de grain.

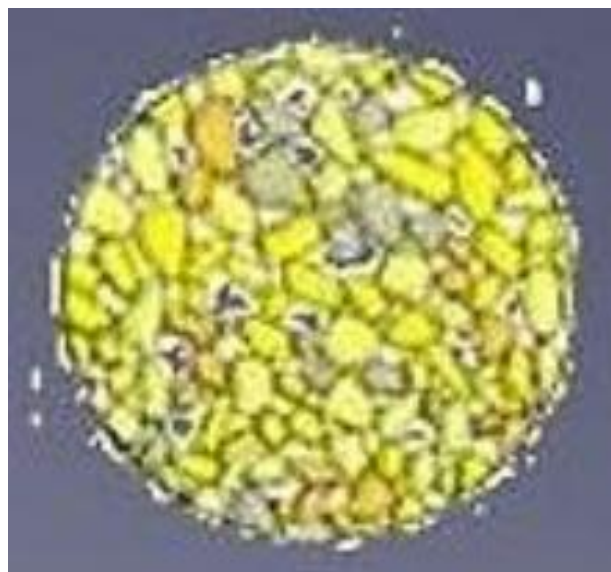


Figure II.4. Structure particulaire du sol fin, (Fort 2014)

CHAPITRE II : Notions sur les sols affaissables

Toutefois, lorsque le sol est en état non saturé, la succion fournit une certaine cohésion et donc renforce les liaisons entre les grains. Les interactions entre grains sont principalement dues aux forces de contact. En conséquence, les frottements sont souvent grands dans des sols granulaires. (Fig II.4)

Les grains composant la structure sont imbriqués les uns dans les autres et de multiples possibilités d'arrangement existent. Quelques structures représentatives des sols granulaires sont schématisées à la Figure II.5 (Davalle 1991 ; Xiang-Ling 1999).

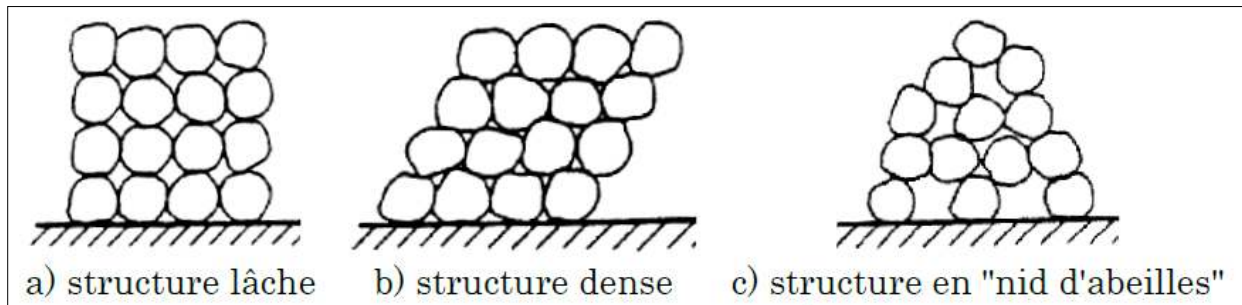


Figure II.5. Microstructure des sols granulaires, (Davalle 1991)

En raison de la structure granulaire et de l'absence de cohésion, les déformations d'un sol non cohérent peuvent s'expliquer par trois mécanismes (Davalle 1991), liés à la mobilité plus ou moins importante des grains :

- Compressibilité et réarrangement des grains ;
- Glissement et rotation des grains ;
- Rupture et écrasement des grains.

II.2.2.3. Microstructure des sols fins

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 comme un sol fin. (Fig II.6)

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.

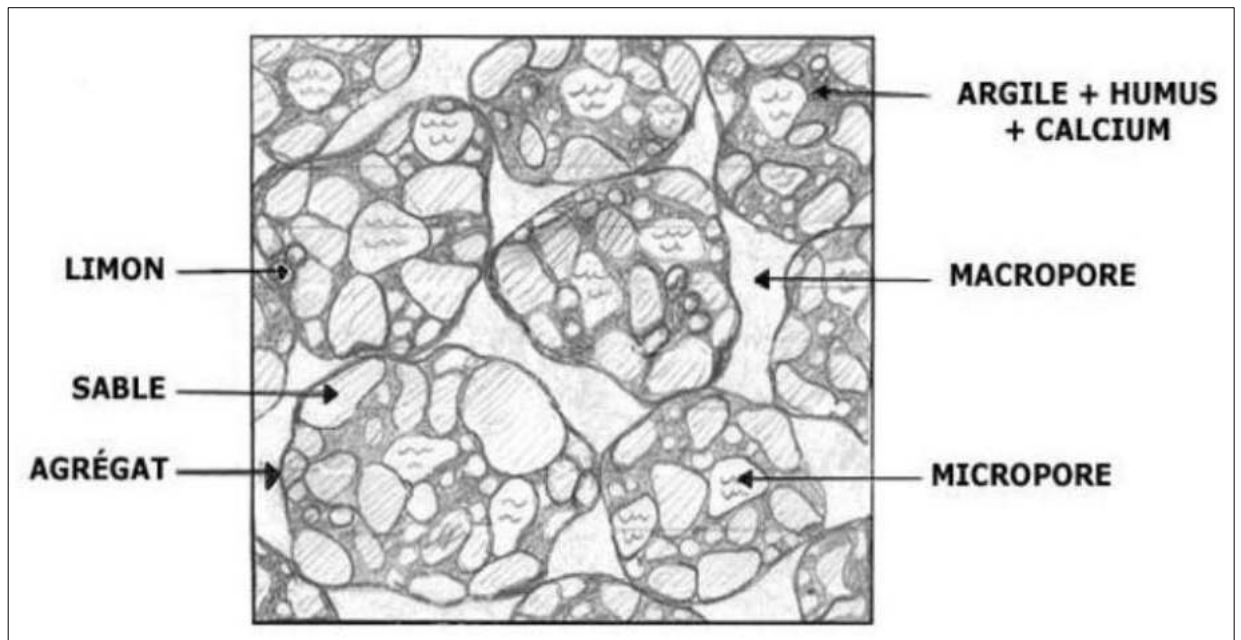


Figure II.6. Structure générale du sol fin, (Fort 2014)

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. (Fig II.7)

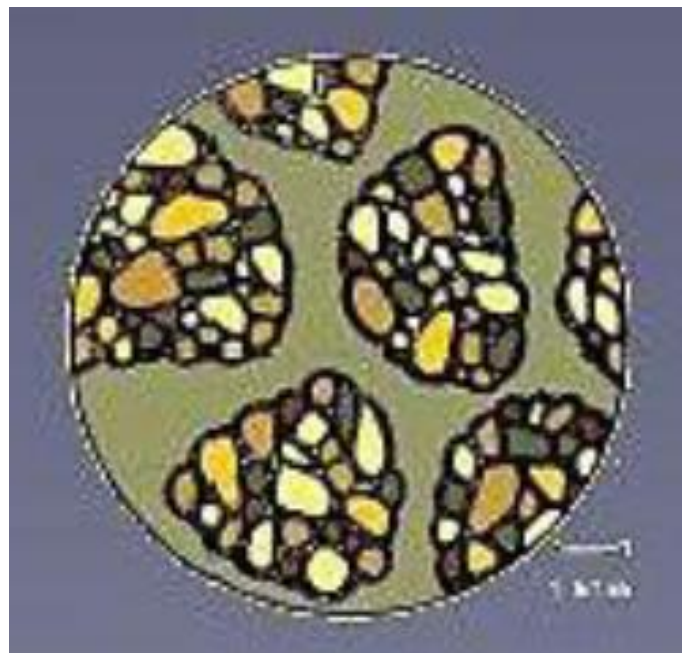


Figure II.7. Structure grumeleuse du sol fin, (Fort 2014)

CHAPITRE II : Notions sur les sols affaissables

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 al., 1974), 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.

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 et les pores intra-agrégats. Il semble que ce classement convienne très bien pour les sols fins non saturés.

De nombreux modèles ont été employés pour décrire l'arrangement des particules élémentaires. Les plus représentatifs sont schématisés à la figure II.8 (Collins et al., 1974 ; Xiang-Ling 1999).

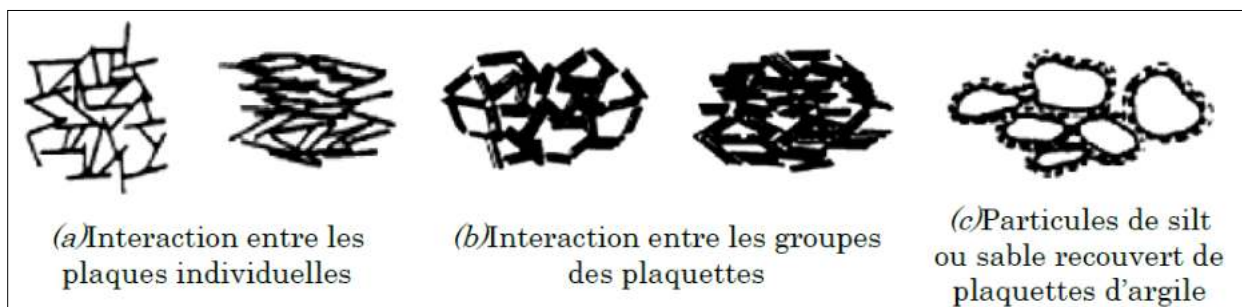


Figure II.8. Configuration d'arrangements des particules élémentaires

II.2.3. Comportement hydrique des sols compactés

Les manifestations de l'effet de l'eau dans les sols sont multiples et parfois surprenantes. En effet, la présence d'eau dans un sol (Fig II.9). Peut modifier significativement son comportement. A titre d'exemple, les problèmes de tenue mécanique, de compactage, de gonflement des sols et l'action du gel révèlent sans ambiguïté l'importance du rôle de l'eau dans le comportement et le fonctionnement des sols (Holtz et al., 1996).

Ces effets de l'eau sur le comportement des sols sont les conséquences à l'échelle macroscopique de phénomènes qui se produisent à l'échelle locale, c'est-à-dire à l'échelle de la particule de sol (également appelée grain).

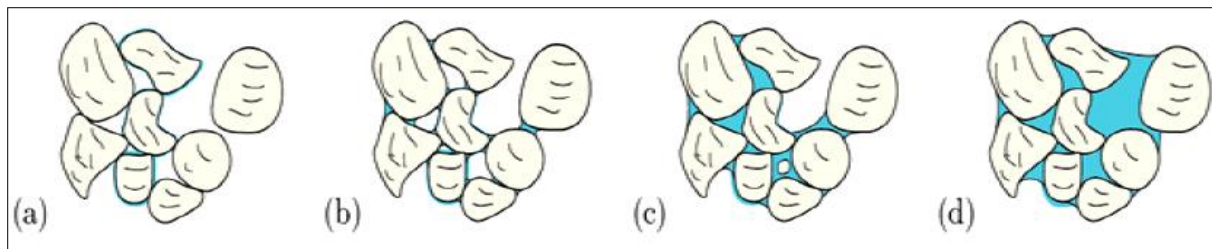


Figure II.9. Représentation schématique des différents états de l'eau dans un sol
(a) régime hygroscopique - (b) régime pendulaire - (c) régime funiculaire - (d) saturation

II.2.4. Comportement sur chemin drainage humidification

Le caractère tri-phasique des milieux non saturés (existence d'une phase gazeuse en plus des phases liquide et solide) complique le comportement du matériau par le développement de ménisques eau-air au sein du squelette du sol (Fig II.10).

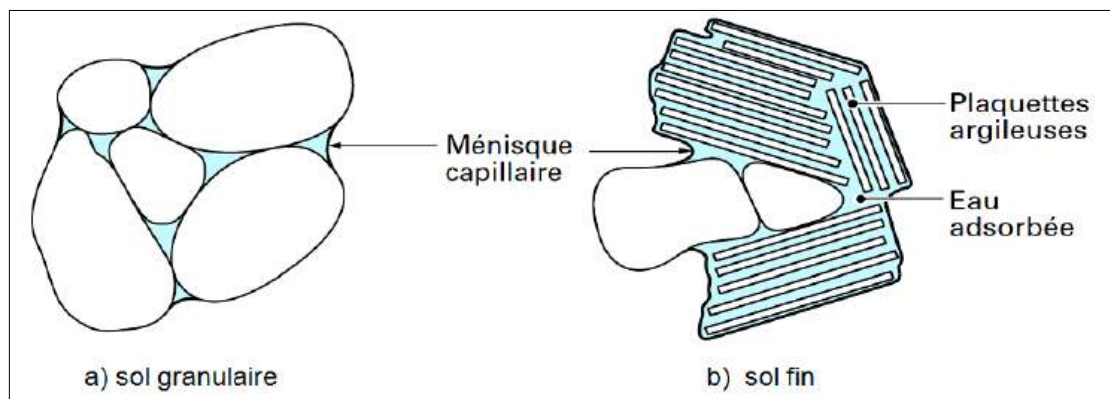


Figure II.10. Représentation schématique d'un sol non saturé

II.3. Mécanisme de l'effondrement

De nombreux mécanismes d'effondrement ont été imaginés, d'après les résultats obtenus sur une variété de sols (Ayadat et al., 1998) :

- Knight (1961), avait supposé que la résistance des liaisons argileuses entre les gros grains se réduisait par suite d'addition d'eau à l'échantillon sous contrainte. Dès que cette résistance devient inférieure aux contraintes de cisaillement, il y a rupture de ces liaisons et l'affaissement ou l'effondrement se produit.
- Barden et al., (1973) ; Prusza et al., (1979), ont suggéré que l'affaissement est dû essentiellement à l'élimination de la pression capillaire dans ces sols qui sont le plus souvent partiellement saturés.

CHAPITRE II : Notions sur les sols affaissables

- Ayadat et al., (1996), la granulométrie à une influence directe sur l'amplitude et le taux d'effondrement. Il a été aussi avancé que la migration des particules fines dans le sol, d'un horizon à un autre (phénomène de suffusion), peut être l'une des causes de l'effondrement.

Mécaniquement, le mécanisme d'effondrement est décrit avec le critère de Mohr-Coulomb généralisé (Cui et al., 2001):

$$\tau_{max} = c(S, C_a CO_3) + \sigma_n(\sigma, S) \tan \varphi(I_d) \quad (II.1)$$

Avec : τ_{max} : la résistance au cisaillement locale (agrégat- agrégat).

C : la cohésion dépendant de la succion et de la cimentation $CaCO_3$.

σ_n : la contrainte normale dépendant de la contrainte σ et de la succion S .

φ : l'angle de frottement dépendant principalement de l'indice de densité I_d .

Lors de l'application d'une charge macroscopique, une contrainte normale σ_n et une contrainte tangentielle τ vont être engendrées localement :

Dans le cas d'une cimentation importante, τ_{max} est essentiellement défini par la cohésion. Si la condition $\tau > \tau_{max}$ est vérifiée, des glissements relatifs des grains se produisent, conduisant à l'effondrement de la structure : c'est l'effondrement dû à la cassure des liaisons cimentées.

- En revanche, dans le cas d'une cimentation faible, τ_{max} est conditionné par la succion. Une infiltration d'eau aura pour conséquence de diminuer la succion, engendrant ainsi une diminution de la cohésion C et une diminution de la contrainte normale σ_n . Par conséquent, on aura une résistance au cisaillement réduite, provoquant la situation $\tau > \tau_{max}$, donc l'effondrement. (Fig II.11)
- Typiquement l'intensité de l'effondrement augmente lorsque la contrainte de confinement croît (Dudley 1970 ; Barden 1974) a observé que l'intensité de l'effondrement atteint sa valeur maximale à une contrainte donnée, puis cette intensité décroît même si la contrainte continue à augmenter. Cette valeur maximale variée par rapport au type de sol et aux conditions initiaux.

CHAPITRE II : Notions sur les sols affaissables

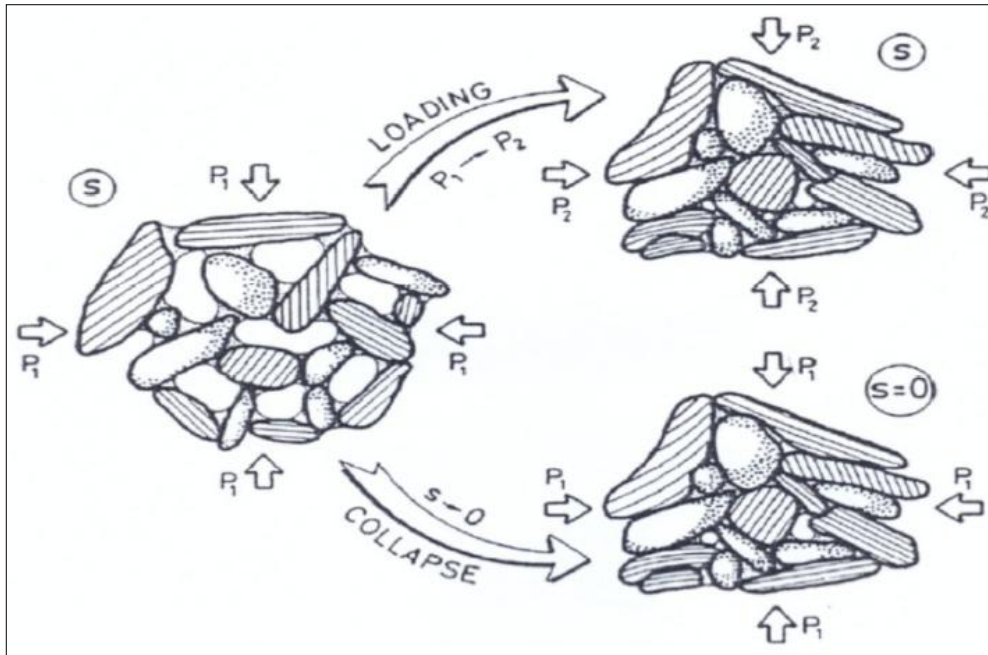


Figure II.11. Interprétation microstructurale de la variation volumique de phénomène d'effondrement

Basé sur les études ci-dessus, il semble que le phénomène d'effondrement est complexe, qu'inclut le tissu, la teneur en eau initiale, la densité sèche initiale et les conditions de charge. Il est important que ces facteurs soient regardés simultanément dedans évaluant le comportement des sols affaissables.

II.4. Facteurs importants dans l'effondrement

Le phénomène d'effondrement dépend de nombreux facteurs. Le tableau II.1 donne quelques informations sur ces propriétés importantes comme l'état naturel du sol et l'activité de sa fraction argileuse.

Tableau II.1. Critères pour l'identification des sols effondrables, (Das 1995)

Auteurs	Expressions Mathématiques	Paramètres
Denisov (1951)	$K = \frac{e(w_l)}{e(w_{nat})}$: Coefficient de subsidence	$K = 0,5 - 0,75$: Fortement Effondrable $K = 1,5 - 2$: Non Effondrable
Priklonskij (1952)	$K_D = \frac{w_l - w_{nat}}{I_p}$	$K_D < 0$: Fortement Effondrable $K_D > 0$: Non Effondrable
Clevenger (1958)	Estimation de l'affaissabilité en fonction de γ_d (kN/m ³)	$\gamma_d < 12,6$: Tassements Importants $\gamma_d > 14,1$: Tassements Faibles

CHAPITRE II : Notions sur les sols affaissables

Code russe de la construction (1962)	$L = \frac{e(w_{nat}) - e(w_l)}{1 + e(w_{nat})}$	$S_r < 60\%$ et $L > -0,1$: Effondrable
Gibbs et Bara (1962)	$R = \frac{w_{sat}}{w_l}$	$R > 1$: Effondrable
Feda (1964)	$K_L = \frac{\frac{w_{nat}}{S_r} - w_p}{I_p}$	$S_r < 100\%$ et $K_L > 0,85$: Effondrable
Kassiff et Henkin (1967)	γ_d en ($g.cm^{-3}$) et w_{nat} en (%)	$\gamma_d w_{nat} < 15$: Fortement Effondrable
Handy (1973)	Lœss de l'Iowa avec une teneur de fraction argileuse $< 2\mu m$	$< 16\%$: Haut Risque de Collapse $> 32\%$: Non Collapsible
Reginatto et Ferrero (1973)	$C = \frac{p_{cs} - p_0}{p_{cn} - p_0}$, p_0 : Pression de surcharge totale ; p_{cn} : Pression à la teneur en eau naturelle ; p_{cs} : Pression lorsque le sol est saturé ;	$C < 0$: Très Affaissable $0 < C < 1$: Conditionnellement Affaissable
Krastilov (1980)	$\delta(3,5) = 0.166 S_r^2 + 0.665 I_p + 0.165 S_r - 0.854 I_p \cdot S_r$	Si : $\delta(3,5) \geq 2\%$; le sol est Affaissable
Lin et Wang (1988)	$i_{cz} = \frac{h_2 - h_{zs}}{h_1}$: h_z et h_{zs} : Epaisseurs d'échantillon sous chargement inondé et h_1 : Epaisseur initiale de l'échantillon.	0 - 1% : Non Affaissable. 5-10% : Affaissable 10-20% : Très Affaissable. > 20% : Extrêmement Affaissable
Ayadat et Belouahri (1996)	Estimation de l'affaisabilité en fonction de coefficient d'uniformité C_u	$C_u \geq 12$: collapsible. $4 < C_u < 12$: collapse est probable. $C_u \leq 4$: collapse ne se manifeste pas.
Ayadat et Ouali (1999)	Basés sur la limite de liquidité et l'indice de plasticité. La droite $I_p = 0.5 W_L - 10$ est proposée comme limite entre les sols affaissables et les sols non affaissables.	$I_p < 20$; et $15\% < W_L < 35\%$, le sol est collapsible. Si $I_p < 1$; le collapse est très probable.
Abbeche et al (2005)	Définit les limites de plasticité et le pourcentage des éléments fins inférieurs à $2\mu m$,	$5\% < (% 2\mu m) < 15\%$ et $W_L < 20\%$: Effondrement très probable. $15\% < (% 2\mu m) < 30\%$ et $15\% < W_L < 30\%$: Effondrement est probable. $(% 2\mu m) > 30\%$ et $W_L < 35\%$: Pas d'effondrement.
Abbeche et al (2010)	Ont défini une méthode d'identification qui est basée essentiellement sur la vitesse de propagation de l'onde ultrasonique dont les limites	Si $V < 400$ m/s : l'affaissement se manifeste. Si 400 m/s $< V < 1000$ m/s : l'affaissement peut se produire. Si $V > 1000$ m/s : le risque d'affaissement est écarté.

CHAPITRE II : Notions sur les sols affaissables

II.5. Identification de l'effondrement

Le mécanisme d'effondrement, dans les sols non saturés, est un processus complexe et irréversible influencé par plusieurs facteurs. L'effondrement est caractérisé soit in situ, soit au laboratoire ce qui est le cas le plus répandu.

II.5.1. Essais in situ

On mesure le déplacement vertical, suite à une humidification, d'une plaque à la surface ou en fond de forage (Ferreira et al., 1995 ; Houston et al., 1995).

L'avantage de cet essai est d'éviter la perturbation d'échantillons due au prélèvement.

II.5.2. Essais au laboratoire

Plusieurs essais de laboratoire peuvent caractériser les déformations volumiques des sols effondrables :

- des essais triaxiaux (Cui 1993 ; Pereira et al., 2000) ;
- des essais oedométriques (Pereira et al., 2000 ; Reznik 2000 ; Rao et al., 2003). On en recense deux types d'essais : méthode du simple oedomètre et celle du double oedomètre.

II.5.2.1. Méthode du simple oedomètre

Elle découle de l'essai oedométrique usuel. C'est une méthode directe qui consiste à mesurer l'effondrement du sol dû à la saturation sous une contrainte préalablement appliquée.

La réalisation de l'essai du simple oedomètre a comme rôle principal de vérifier l'homogénéité du matériau, ainsi que la répétitivité des résultats pour le critère de **200 kPa**. (Fig II.12)

Lors des essais oedométriques, la variation des teneurs en eau et des énergies de compactage permet de contrôler les potentiels d'affaissement C_P des différents sols.

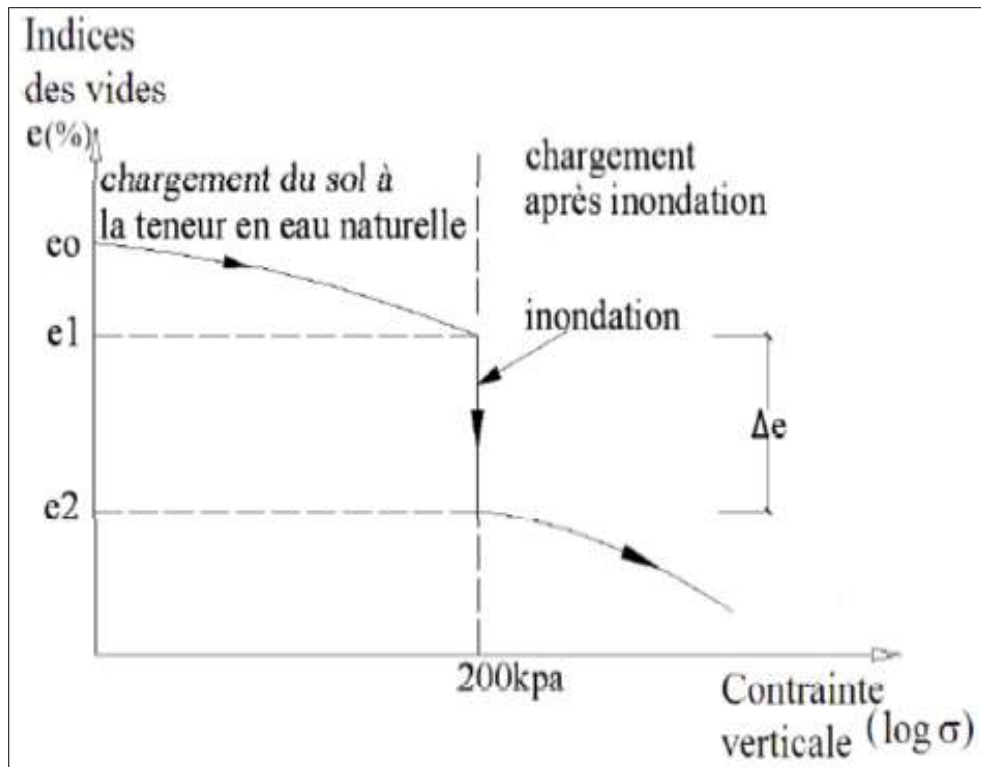


Figure II.12. Courbe oedométrique typique d'un sol affaissable, (Knight 1963)

II.5.2.2. Méthode du double oedomètre

La technique du double oedomètre est présentée sur la figure II.13 (Jennings et Knight 1957 ; Cui et al., 2001).

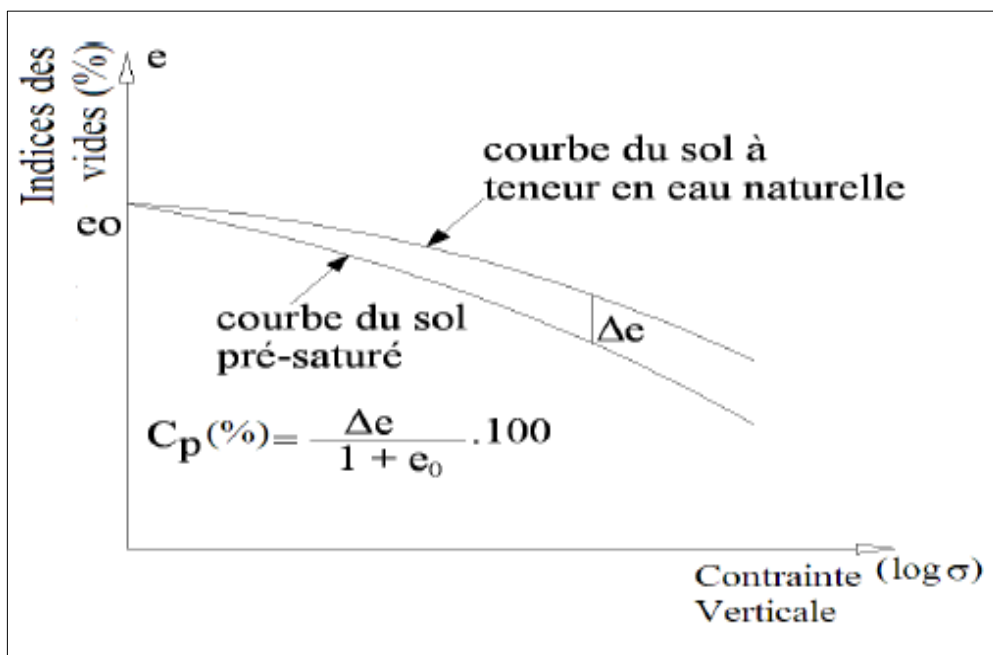


Figure II.13. Méthode du double oedomètre d'après Jennings et Knight (1957)

CHAPITRE II : Notions sur les sols affaissables

On réalise deux essais oedométriques, l'un sur un échantillon initialement saturé et l'autre sur un échantillon à la teneur en eau naturelle. Les résultats sont présentés dans le plan $(e, \log(\sigma_v))$.

Pour déterminer l'effondrement, on se ramène au même indice des vides initial, on mène, à partir du point initial de la courbe (1), une courbe parallèle à la courbe (2). On obtient ainsi la part du tassement dû au tassement naturel (Δe_s) et celle (Δe_c) dû à l'effondrement.

II.6. Conclusion

Les sols affaissables peuvent donc être définis comme étant des sols non saturés ayant une structure lâche et poreuse constituée dans une plus grande proportion de gros grains disposés en nid d'abeille cimentent par un faible pourcentage d'éléments fins, d'éléments chimiques ou de tensions capillaires.

L'inondation de ces sols provoque la dissipation des liaisons et le réarrangement radical des grains donnant ainsi une grande diminution de volume et provoquant de grands dégâts aux structures fondées sur ces sols. Généralement ce type de sol est localisé dans les zones arides et semi arides.

CHAPITRE III

STABILISANTS ET

METHODES DE

STABILISATION DES SOLS

CHAPITRE III : Stabilisants et méthodes de stabilisation des sols

III.1. Introduction

Le traitement des sols est une technique qui s'est développée très rapidement en Europe et en Amérique. Plusieurs auteurs ont tenté d'appliquer des techniques de stabilisation des sols affaissables par additifs on cite : La chaux, le ciment, les polymères, le sable et les sels.

Dans ce chapitre, on va présenter l'effet des différents pourcentages de mélange (bentonite-ciment) sur : Le cinétique d'affaissement, les paramètres physico-chimiques, le potentiel d'affaissement, l'amplitude de l'affaissement, qui nous donne une meilleure amélioration de sol.

III.2. Stabilisants

III.2.1. La bentonite

III.2.1.1. Historique

La bentonite est une argile montmorillonitique fût découverte, en 1888 à Fort Benton, région de Roche-Greek dans le Wyoming (Etats Unis d'Amérique). Le nom de Bentonite lui fût donné par Knight qui a publié déjà une étude très complète (Lepluard 2002). Son principal constituant est la montmorillonite, minérale dont le nom fût proposé en 1847. La bentonite est un minéral friable à grains fins contenant comme minéral prédominant, la montmorillonite (Plus de 82 %), associée à d'autres minéraux argileux comme la kaolinite, l'illite, le chlorite, en présence d'impuretés sous forme de quartz et de carbone (Deribere et al., 1941).

III.2.1.2. Structure de la montmorillonite

III.2.1.2.1. Structure selon Hofmann et Endelet Wilm

La montmorillonite est composée d'unités constituées de deux couches de silicium tétraédrique et d'une couche centrale d'aluminium octaédrique. Elles sont disposées de telle sorte que les atomes d'oxygène des sommets de chaque tétraèdre de silicium et un des plans d'hydroxyles de la couche octaédrique, se situent dans un même plan.

Les sommets des tétraèdres sont formés par quatre atomes d'oxygène reliés à l'atome de silicium central ainsi qu'aux atomes d'oxygène des octaèdres par liaisons covalentes. Les octaèdres ont par contre leurs sommets occupés par quatre atomes d'oxygène et de deux hydroxyles de la couche octaédrique placée directement en dessous des cavités hexagonales du réseau d'oxygène de la couche tétraédrique (Eddelmann et al., 1940).

CHAPITRE III : Stabilisants et méthodes de stabilisation des sols

Le cristal anhydre présente une épaisseur de l'ordre de 9.6 Å. Sa structure dérive de la pyrophyllite. (Fig III.1)

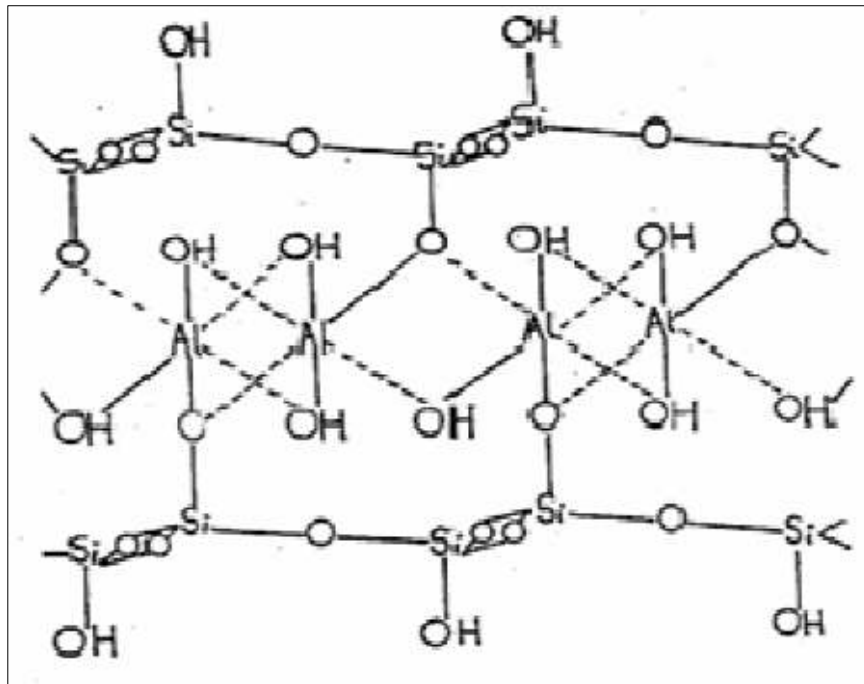


Figure III.1. Structure de la montmorillonite d'après Hoffmann

III.2.1.2.2. Structure selon Edelman-Favejee

Une autre structure proposée en 1940 diffère surtout par le fait qu'un tétraèdre de silicium sur deux est inversé dans les deux couches tétraédriques de sorte que les sommets se trouvent orientés dans la direction opposée. Chaque sommet réorienté peut ensuite être occupé par un hydroxyle OH au lieu d'un atome d'oxygène (Eddelmann et al., 1940).

On obtient par conséquent, une couche externe de laquelle émergent des hydroxyles dont l'hydrogène aurait un caractère acide. Cette considération ci-dessus rend bien compte de certaines réactions chimiques, comme la méthylation par le diazo méthane, mais ignore l'existence des substitutions dans le réseau. Par ailleurs, elle conduit à une valeur calculée de la capacité d'échange nettement supérieure à celle observée expérimentalement.

III.2.1.2.3. Structure selon Mc Conald

Une structure dans laquelle un nombre d'atomes d'oxygènes de la couche silicique sont remplacés par des groupements OH qui peuvent ou non être groupés en tétraèdres. Le centre de ces derniers demeure vide au lieu d'être occupé par un ion Si^{4+} ou Al^{3+} (Benedjama 1982).

III.2.1.3. Microstructure de la montmorillonite

Les montmorillonites ont différentes représentations structurales par rapport à la méthode de mesure de leur échelle (Besson et al., 1990). Nous présentons dans cette partie différents caractères spécifiques structurales multi-échelle (1 nm le feuillet, 8-10 nm la particule primaire et 0.1-10 μm l'agrégat). Celles-ci sont présentées par le schéma suivant (Fig III.2) :

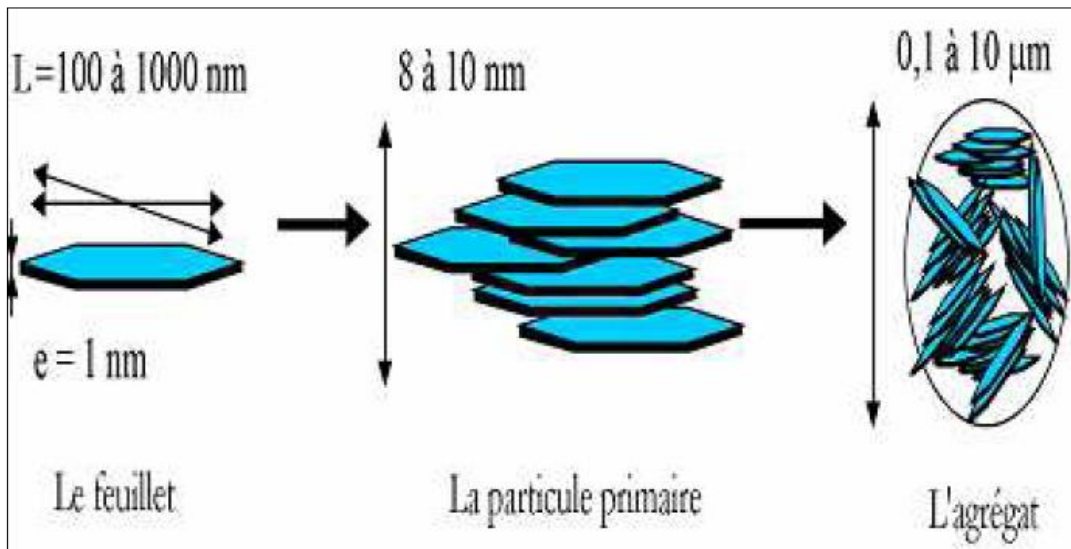


Figure III.2. Microstructure de la montmorillonite, (Lepluard 2002)

III.2.1.3.1. Le feuillet

Le feuillet est l'empilement horizontalement successif dans les directions X et Y pour la demi-maille. Il a la forme d'un disque ou d'une plaquette avec des dimensions d'environ cent et mille nanomètres de longueur et de dix Angström d'épaisseur. Ces plaquettes sont très souples surtout en présence de l'eau, donc elles sont déformables.

L'anisotropie des feuillets est très importante : elle prouve l'existence de plusieurs familles de smectites. Dans la famille de ces dernières, la charge d'un feuillet varie de 0.2 à 0.6 électrons par maille, selon le taux d'occupation des couches octaédriques, et à partir de la localisation des substitutions.

Les cations qui compensent la montmorillonite sont en général des cations de calcium ou bien de sodium ; les montmorillonites compensées par des cations de calcium sont appelées des montmorillonites calciques. Lorsqu'elles sont compensées par des cations de sodium, elles sont appelées des montmorillonites sodiques.

CHAPITRE III : Stabilisants et méthodes de stabilisation des sols

III.2.1.3.2. La particule primaire

Elle se compose au maximum de dix feuillets empilés grâce à des forces électrostatiques attractives entre les ions compensateurs et les feuillets, l'épaisseur est d'environ de 8 à 10 nanomètres pour la taille de particule primaire qui est restée à peu près constante. Donc on peut constater que lorsque la montmorillonite est gonflée, l'espace interfoliaire est augmenté, à ce moment il y a moins de feuillets dans une particule (Dams et al., 1978).

La montmorillonite présente des substitutions isomorphes de type dioctaédrique. L'arrangement global des feuillets d'une particule primaire de montmorillonite est turbostratique. Ils se présentent irrégulièrement sur le plan (X ; Y) mais sont tous perpendiculaires à la direction Z comme l'indiquait le schéma précédant.

III.2.1.3.3. L'agrégat

Sa taille est environ de 0,1 à 10 μm , l'agrégat est un groupement des particules primaires orientées dans toutes les directions. Grâce à l'agrégat, on peut voir différents niveaux de porosité à partir de formation ou d'empilement structurale multi-échelle de la montmorillonite ce qui explique leur aptitude au gonflement (Akçay et al., 2006).

Donc l'adsorption d'eau se fait à plusieurs niveaux, qui sont les suivants :

- hydratation des cations compensateurs.
- par capillarité au sein des galeries.
- porosités interparticulaires.
- porosités interagrégats.

III.2.1.4. Formule chimique de la montmorillonite

La formule idéalisée d'une maille unitaire de la montmorillonite peut s'écrire :
 $((\text{Si} (8-x) \text{Al}_x) (\text{Al} (4-y) \text{Mg}_y) \text{O}_{20} \cdot \text{OH}_4) (x+y) \text{C E}(x+y) \cdot n\text{H}_2\text{O}$ (Duaufour 1977).

- $((\text{Si} (8-x) \text{Al}_x) (\text{Al} (4-y) \text{Mg}_y) \text{O}_{20} \cdot \text{OH}_4)$: Macroanion qui compose le feuillet.
- $y/8$: Proportion de Si substituée par Al tétraédrique.
- $x/4$: Proportion d'Al dans la couche octaédrique substitué par Mg.
- $\text{CE} (x, y)$: Cations échangeables dans l'espace inter-foliaire (Babouri 2008).

III.2.1.5. Propriétés et caractéristiques de la montmorillonite

Les substitutions dans les feuillets, qu'elles se situent au niveau de la couche tétraédrique, octaédrique, ou qu'elles proviennent des deux types de couches, entraînent une

CHAPITRE III : Stabilisants et méthodes de stabilisation des sols

charge globale négative (Cséri 1995 ; Azzouz 2006). Celle-ci est compensée par la présence à la surface des feuilles de cations alcalins ou alcalino-terreux. Une des méthodes de détermination de la capacité d'échange cationique (Lepluard 2002 ; Ceyda 2005) est celle basée sur l'électrode spécifique à l'ammoniac.

Elle peut être calculée à partir de la formule suivante :

$$CEC = \frac{C \times V}{W \times F} \quad (\text{III. 1})$$

- **C** : concentration en NH_3 (mol/l).
- **V** : volume d'eau (ml).
- **W** : masse de l'échantillon (mg).
- **F** : facteur de conversion.
- **C.E.C** : capacité d'échange cationique (meq/100g).

III.2.1.6. Caractéristiques physiques des montmorillonites

Pour définir une smectite de façon très précise. Il faut passer par plusieurs points ou bien définir leurs propriétés comme : la capacité d'échange cationique, la surface spécifique, la densité de charge spécifique, le gonflement et le rôle du cation compensateur.

III.2.1.6.1. Processus général d'échange cationique de la montmorillonite avec les différents électrophiles

La montmorillonite et sa capacité d'adsorber certains cations et de les maintenir dans un état d'échange, cela signifie que ces cations intercalés peuvent être échangés par le traitement d'autres cations dans une solution aqueuse (Akçay et al., 2006). Les cations échangeables les plus communs sont Na^+ , Ca^{2+} , Mg^{2+} , H^+ , K^+ et NH_4^+ . En effet, si l'argile est placée dans une solution d'un électrolyte donné, un échange se produit entre les ions de l'argile (X^+) et ceux de l'électrolyte (Y^+). $\text{X-Clay} + \text{Y}^+ \rightarrow \text{Y-Clay} + \text{X}^+$.

III.2.1.6.2. La surface spécifique

La surface spécifique est égale au rapport des volumes sur la surface des phyllosilicates. Pour cette raison les méthodes les plus utilisées qui déterminent la surface spécifique des phyllosilicates sont basées sur l'introduction progressive d'un réactif dans une suspension

CHAPITRE III : Stabilisants et méthodes de stabilisation des sols

aqueuse jusqu'à sa saturation. Pareillement on mesure le volume qui est additionné jusqu'à la saturation du phyllosilicate (Ozcan 2007).

Le réactif sélectif est nécessaire, il peut se développer depuis l'interaction spécifique avec le phyllosilicate étudié jusqu'à couvrir toute sa surface.

L'éthylène glycol est utilisé dans ce cas ; des liaisons hydrogènes sont développées entre le réactif et les atomes d'oxygène de surface (Gherardib 1998 ; Demirbas 2009).

III.2.1.6.3. La densité de charge spécifique

Parmi les caractéristiques les plus intéressantes, nous avons la densité de charge spécifique qui est égale au rapport entre la capacité d'échange cationique (CEC) et la surface spécifique de la particule argileuse.

L'augmentation de la densité de charge spécifique réduit le gonflement ou la pression de gonflement des matériaux argileux. Cette augmentation entraîne l'attraction des ions, ce qui provoque une condensation de la double couche, donc une diminution de son épaisseur. Enfin les montmorillonites ont des surfaces spécifiques très importantes couplées à une grande anisotropie. Ce sont ces deux principales propriétés qui rendent leur utilisation dans la réalisation de nanocomposites très importante.

Pour réaliser des nanocomposites performants, il est nécessaire de disperser la charge uniformément jusqu'à l'échelle du feuillet pour profiter de l'effet du facteur de forme. Ceci implique la modification chimique de la montmorillonite afin de changer son caractère hydrophile en caractère organophile. Cette modification est facilitée par l'attitude au gonflement des montmorillonites. C'est pour cette raison qu'on travaille souvent sur ces matériaux. Nous allons maintenant exposer en détail ces propriétés et les facteurs qui peuvent les modifier.

III.2.1.6.4. Propriétés de gonflement et le rôle du cation compensateur

Le gonflement est une séparation des feuillets de montmorillonite jusqu'à l'équilibre interfoliaire et sous une pression donnée. Cette distance peut atteindre jusqu'à 100 Angströms, sous pression atmosphérique pour certaines montmorillonites sodiques. Presque toute la surface interfoliaire est occupée par les anions, donc les propriétés de gonflement des montmorillonites sont dues au caractère hydrophilique ; ce qui est évident car il existe des cations compensateurs dans les galeries interfoliaires.

CHAPITRE III : Stabilisants et méthodes de stabilisation des sols

Cependant, cette condition n'est pas suffisante car ces propriétés de gonflement ne concernent que le greffage des cations inorganiques dans les galeries, ce qui n'est pas valable pour tous les phyllosilicates. Dans le cas des micas, dans la couche tétraédrique on localise un fort déficit de charges qui constituent des liaisons très fortes entre les ions compensateurs et les surfaces interfoliaires, ce qui provoque l'hydratation des cations. Dans les cas de Vermiculite di ou trioctaédrique, ils sont de très faibles forces déficitaires par rapport au mica, donc sa capacité de gonflement est très bonne en raison du changement des ions de compensateurs qui sont très facile à changer.

Les substitutions octaédriques sont meilleures que les tétraédriques au gonflement, car l'interaction des feuilles qui changent les cations compensateurs est très aisée. C'est pour cette raison que nous pouvons dire que les montmorillonites sont les phyllosilicates ayant les meilleures propriétés de gonflement.

Le gonflement de l'argile sera plus important lorsque les cations compensateurs seront de petites tailles et faiblement chargés. Selon le type de cation compensateur suivant, on classe le gonflement des feuillets en décroissant : $Li^+ > Na^+ > Ca^{2+} > Fe^{2+} > K^+$. Le cas du potassium est spécifique parce que cet ion possède la dimension des cavités en surface du feuillet et s'y retrouve piégé à cause de leur structure. Il devient donc moins hydratable et difficilement échangeable.

Un premier effet est le gonflement qui se fait par l'organisation des feuillets de montmorillonite qui développe la surface spécifique et permettent une forte adsorption d'eau et leur flexibilité permet de créer des pores au sein des particules. Un deuxième effet consiste en une délamination par translation ou rotation sur le plan (x, y). Ces deux effets permettent de créer des pores au sein des particules primaires.

On distinguera donc l'eau liée aux feuillets, par l'hydratation des cations ou par des liaisons hydrogènes avec les atomes d'oxygène du cristal, de l'eau libre contenue dans les pores aux différentes échelles (eau interfoliaire, eau interparticulaire et eau interagrégat) Le gonflement d'une montmorillonite peut être séparé en deux groupes (Didier 1972).

III.2.1.6.4.1. Le gonflement cristallin (interfoliaire)

Permet l'augmentation de la distance interfoliaire de 9,6 à 20 Angströms. Ce gonflement est appelé gonflement en présence d'eau vapeur car quand on sèche la montmorillonite à 105 °C, le gonflement reste encore et sa distance est d'environ 12 Angströms. Ce gonflement

CHAPITRE III : Stabilisants et méthodes de stabilisation des sols

prouve que l'existence de l'eau est liée à ses feuillets. L'étude de gonflement cristalline est liée à l'énergie d'hydratation des cations compensateurs (Borisover 2011).

III.2.1.6.4.2. Le gonflement osmotique (libre) :

Appelé aussi le gonflement macroscopique ou le gonflement libre. Macroscopique par rapport à l'eau qui en prend une échelle macroscopique, libre parce que l'eau est libre sur les feuillets d'argile. Il disparaît facilement à la température presque de vaporisation de l'eau à 105 °C.

Il se produit donc lorsque l'énergie d'hydratation est suffisante pour franchir la barrière de potentiel due aux forces électrostatiques attractives entre les feuillets (He 2010 ; Zhou 2011).

III.2.1.7. Différents types d'eaux existantes dans l'argile

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

Nous pouvons distinguer trois types d'eaux existants dans la matrice argileuse :

- l'eau libre remplissant les macropores entre les particules : elle peut être éliminée par séchage à l'étuve à une température de 105 °C.
- l'eau liée qui occupe les espaces inter-feuillets par des interactions chimiques et électrique : elle a besoin d'une température élevée de 200 °C, sa quantité totale dépend de la surface spécifique, (Hachichi et al., 1999).
- l'eau cristalline se situe au niveau des feuillets argileux et a besoin d'une température de 550 °C.

III.2.1.8. Les différents types de bentonite

III.2.1.8.1. Bentonites naturelles

En fonction de la nature du cation échangeable présent, il existe à l'état naturel deux types de bentonites :

- les **bentonites sodiques**, où le sodium est le cation échangeable majoritaire, elles ont un fort pouvoir de gonflement et d'adsorption.

CHAPITRE III : Stabilisants et méthodes de stabilisation des sols

- les **bentonites calciques**, où le calcium est le cation échangeable majoritaire, elles ont un pouvoir de gonflement et d'adsorption plus faible que les bentonites sodiques.

Ces deux types de bentonites, éventuellement après un séchage à 80-90 °C, sont simplement broyés avant leur commercialisation.

III.2.1.8.2. Bentonites activées

Afin d'améliorer les propriétés d'adsorption des bentonites calciques, ces dernières sont le plus souvent activées par du carbonate de sodium puis séchées et broyées ; on obtient ainsi des bentonites calciques activées dont les propriétés sont égales ou supérieures à celles des bentonites sodiques.

Les propriétés de ces bentonites ainsi activées ou permutées sont moins stables dans le temps (3 à 18 mois) et dépendent de l'activation et des taux de magnésium, calcium et sodium.

Ces différents types de bentonites se présentent sous forme de poudre ou de granulés sphériques ou cylindriques. Elles ont des couleurs très variables allant du blanc pour les produits les plus purs au gris, beige ou vert pour les autres.

III.3. Ciment portland

III.3.1. Rappel historique

Le premier ciment vraiment moderne fut fabriqué en 1845 par Issac Johnson, qui chauffa un mélange d'argile et de craie jusqu'à la clinkérisation, afin que les réactions nécessaires à la formation des composés hydrauliques aient lieu.

Le nom de « ciment portland », donné à l'origine en raison de la ressemblance de la couleur et de la qualité du ciment durci avec la pierre de portland-un calcaire exploité à Dorset-a été conservé pour désigner un ciment obtenu par mélange homogène d'argile et de calcaire, ou d'autres matériaux contenant de la chaux, de la silice, de l'alumine, et de l'oxyde de fer, cuit à la température de clinkérisation puis broyé. Les différentes normes définissant le ciment portland autorisent l'addition du gypse après la cuisson lors du broyage afin de contrôler la prise du ciment : à l'heure actuelle, d'autres matériaux peuvent être ajouté au ciment.

III.3.2. Définition

Le ciment est avant tout une colle ou, plus exactement, un précurseur de colle. La vraie colle, ce sont les hydrates qui se forment par réaction du ciment anhydre avec l'eau, et même

CHAPITRE III : Stabilisants et méthodes de stabilisation des sols

sous l'eau. C'est ce qui vaut au ciment de partager avec le plâtre l'appellation de liant « hydraulique ».

De ce fait, le ciment est un liant hydraulique, une matière inorganique finement moulue qui, gâchée avec de l'eau, forme une pâte qui fait prise et durci en réaction au processus d'hydratation. Après durcissement, cette pâte conserve sa résistance et sa stabilité, même sous l'eau. (Fig III.3)

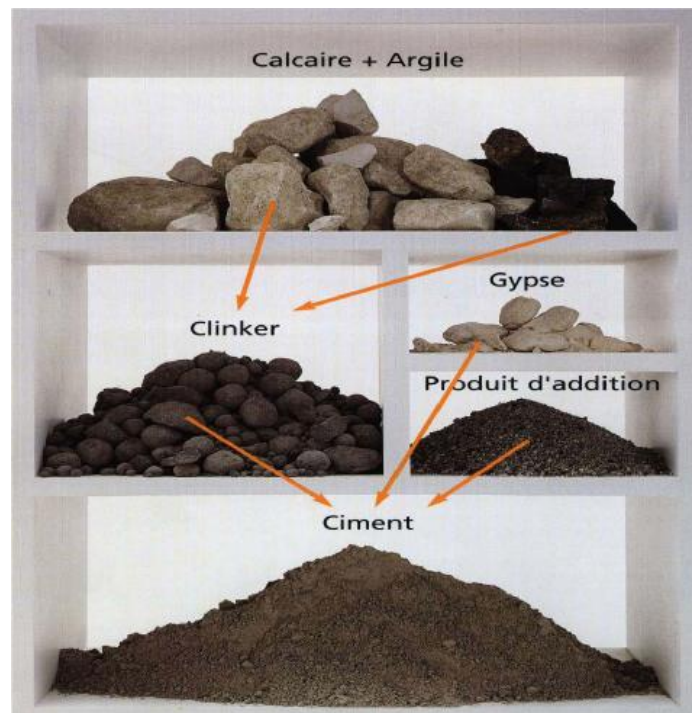


Figure III.3. Schéma représentatif des matériaux dans la chaîne de fabrication du ciment

III.3.3. Composition chimique du ciment portland

La composition « potentielle » est calculée à partir des quantités d'oxydes contenues dans le clinker comme si la cristallisation complète des produits d'équilibre avait eu lieu.

Quatre composés (Charron et al., 2001), également appelés « phase », sont habituellement considérés comme les principaux constituants du ciment et sont énumérés dans le tableau III.1 avec leur symboles abrégés. En effet, cette notation abrégée, utilisée par les chimistes de l'industrie du ciment, décrit chaque oxyde par une lettre : $\text{CaO} = \text{C}$; $\text{SiO}_2 = \text{S}$; $\text{Al}_2\text{O}_3 = \text{A}$ et $\text{Fe}_2\text{O}_3 = \text{F}$. De la même façon, H_2O dans le ciment hydraté est désigné par H et SO_3 par $\hat{\text{S}}$.

CHAPITRE III : Stabilisants et méthodes de stabilisation des sols

Tableau III.1. Principales phases du ciment portland, (Charron et al., 2001)

Composé	Composition	Abréviation
Silicate tricalcique	3CaO. SiO ₂	C ₃ S
Silicate bicalcique	2CaO. SiO ₂	C ₂ S
Aluminate tricalcique	3CaO. Al ₂ O ₃	C ₃ A
Aluminoferrite tétracalcique	4CaO. Al ₂ O ₃ . Fe ₂ O ₃	C ₄ AF

Les réactions qui transforment le ciment portland en un liant ont lieu dans la pâte en présence d'eau. En d'autres termes, en présence d'eau, les silicates et les aluminates énumérés dans le tableau III.1 forment des produits d'hydratation qui donnent avec le temps une masse ferme et dure : la pâte de ciment hydraté.

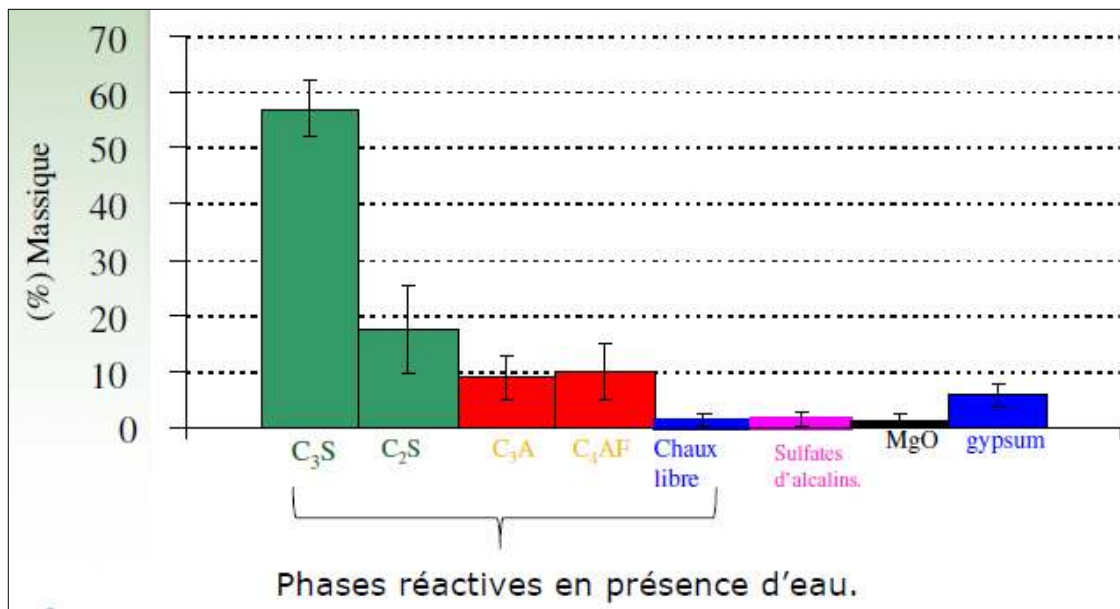


Figure III.4. Composition typique du ciment portland, (Charron et al., 2001)

L'avancement de l'hydratation du ciment peut être déterminé par différentes mesures : la quantité de Ca (OH)₂ dans la pâte, la chaleur dégagée par l'hydratation, la densité de la pâte, la quantité d'eau combinée chimiquement, la quantité de ciment non hydraté présent (en utilisant l'analyse quantitative par rayons X) et, d'une manière indirecte, à partir de la résistance de la pâte de ciment hydraté. Les techniques de thermogravimétrie et de balayage par diffraction continue de rayon x sur des pâtes humides en cours d'hydratation peuvent être utilisées pour l'étude de toutes les premières réactions. La microstructure de la pâte de ciment hydraté peut aussi être étudiée par l'image des électrons rétrodiffusés dans un microscope électronique à balayage.

CHAPITRE III : Stabilisants et méthodes de stabilisation des sols

Il y'a plus de cent ans, le Chatelier a été le premier à remarquer que les produits d'hydratation du ciment sont chimiquement les mêmes que les produits d'hydratation des composés seuls, dans des conditions similaires. (Fig III.4)

III.3.4. Principe d'hydratation selon le Chatelier

L'hydratation du ciment commence dès le gâchage, c'est-à-dire lorsque le ciment anhydre est mis en contact avec de l'eau. Le principe général de l'hydratation du ciment a été énoncé par le Chatelier. Ce principe est le suivant :

- **Dissolution des phases anhydres du clinker :** L'eau de gâchage est sous-saturée vis-à-vis des phases anhydres du clinker, qui se dissolvent.
- **Obtention d'une solution sursaturée vis-à-vis de phases hydratées :** Avec dissolution des composés anhydres, l'eau de gâchage devient riche en calcium, silicium, sulfates, aluminium et alcalins. Le seuil de saturation de phases hydratées est atteint.
- **Précipitation de phases hydratées**

→ La suspension EAU + CIMENT se trouve fortement sous-saturée par rapport aux phases anhydres du clinker, qui vont se dissoudre.

→ La solution va ensuite devenir saturée, voire sursaturée par rapport aux d'autres phases, des hydrates.

III.3.4.1. Hydratation des silicates de calcium

Au contact de l'eau, les silicates tricalciques C_3S et les silicates bicalciques C_2S se dissolvent sous forme d'ions qui interagissent entre eux et forment des silicates de calcium hydratés (C-S-H) et de la portlandite ($Ca(OH)_2$). Ces réactions sont exothermiques et peuvent servir de catalyseur à la réaction d'hydratation. Dans le cas du C_2S , la cinétique d'hydratation est plus lente et la quantité de portlandite formée est plus faible (Taylor 1997). (Fig III.5)

En supposant que le $C_3S_2H_3$ est le produit final de l'hydratation de l'ensemble C_3S et C_2S , les réactions d'hydratation peuvent être écrites à titre indicatif comme suite :

- **Pour le C_3S :** $2C_3S + 6H \rightarrow C_3S_2H_3 + 3Ca(OH)_2$.
- **Pour le C_2S :** $2C_2S + 4H \rightarrow C_3S_2H_3 + Ca(OH)_2$.

Les masses correspondantes sont : $100 + 21 \rightarrow 99 + 22$.

CHAPITRE III : Stabilisants et méthodes de stabilisation des sols

Ainsi, sur une base massique, les deux silicates demandent approximativement la même quantité d'eau pour s'hydrater, mais le C_3S produit deux fois de $Ca(OH)_2$ que le C_2S lors de son hydratation.

Les C-S-H sont des composés non cristallins. Ils ont les caractéristiques d'un gel et possèdent une composition variable, leur formule générale est la suivante :



Leur composition moyenne est proche de $(CaO)_{1.7}(SiO_4)(H_2O)_4$. L'enchevêtrement du gel C-S-H donne sa solidité au ciment : les C-S-H se développent à la surface des grains de ciment non hydratés et comblent progressivement les interstices capillaires entre les grains.

Au bout de quelques heures, la couche d'hydrates qui enrobe les grains de ciment devient assez épaisse pour ralentir la diffusion des ions et de l'eau vers les composants anhydres du système. L'hydratation ralentit de plus en plus, mais peut se poursuivre pendant des mois voire des années.

- **Réactions d'hydratation des silicates, (Peterson 2004)**

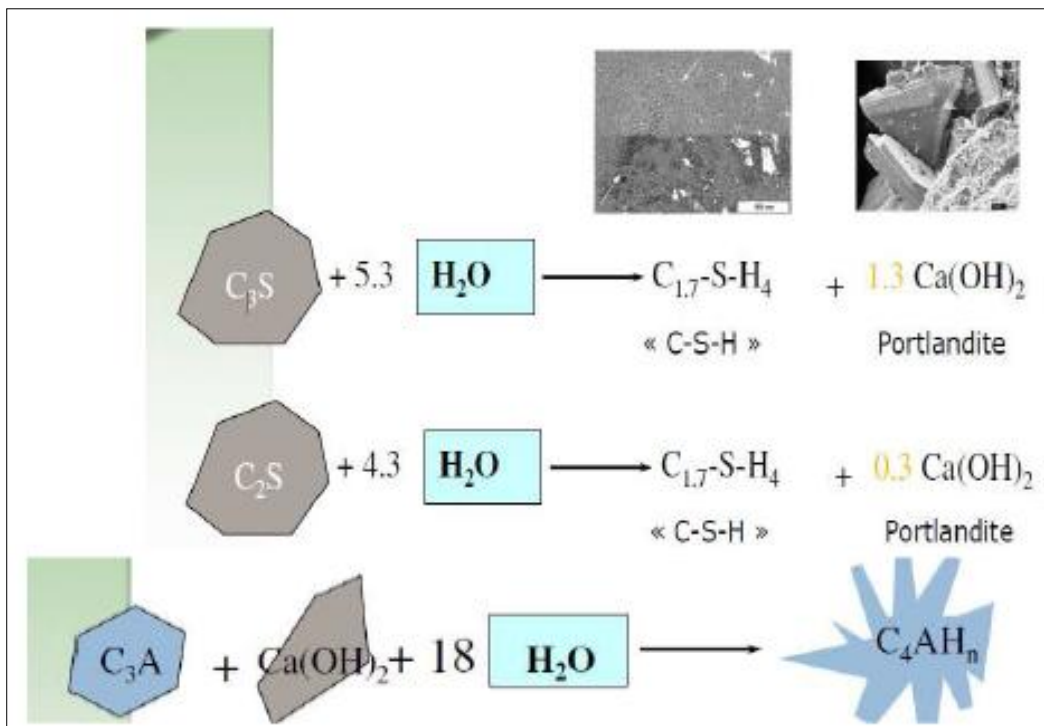


Figure III.5. Vue les produits d'hydratation précipitent sur des silicates de calcium

CHAPITRE III : Stabilisants et méthodes de stabilisation des sols

III.3.4.2. Hydratation des aluminates en présence de sulfate de calcium

L'aluminate tricalcique est le composé du ciment le plus réactif avec l'eau. C'est parce que l'hydratation des aluminates est très rapide que les cimentiers ajoutent du gypse au clinker pour contrôler ces réactions (Clark et al., 1999). (Fig III.6)

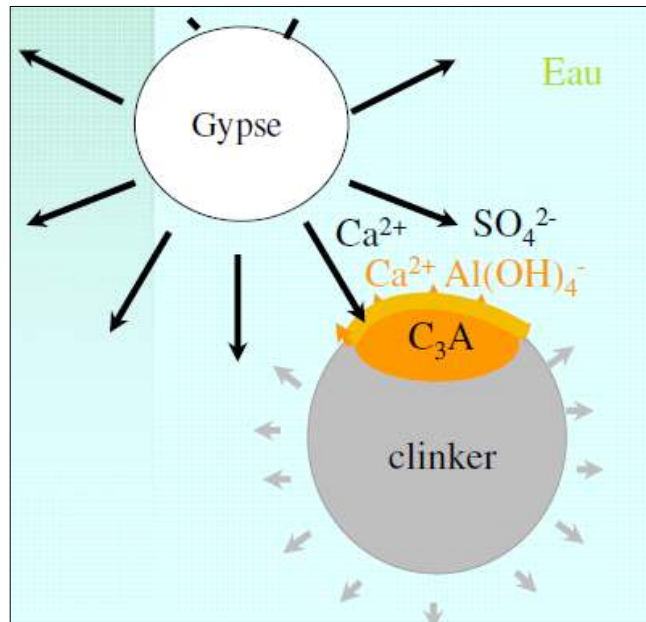


Figure III.6. Schéma situant la dissolution superficielle du C_3A et du gypse

En présence d'eau, on constate :

- Une dissolution superficielle du C_3A et du gypse.
- Une précipitation d'ettringite à la surface des grains de clinker.

A l'épuisement de la source de sulfate de calcium, le C_3A résiduel réagit avec l'ettringite pour former du monosulfoaluminate de calcium :

- **Hydratation de C_4AF** : même schéma avec Fe ayant le même comportement qu'Al.

Les réactions avec les aluminates s'effectuent en plusieurs étapes (Fig III.7) :

Etape 1 : Formation d'Ettringite (phase AFt)

Les aluminates réagissent avec le sulfate du gypse pour former de l'ettringite TSA (trisulfoaluminate de calcium hydraté) : $((CaO)_6 (Al_2O_3) (SO_3)_3, 32H_2O)$. Cette réaction est fortement exothermique. Une couche d'hydrates vient entourer les aluminates qui forment alors une couche protectrice autour du grain (Stutzman 2001).

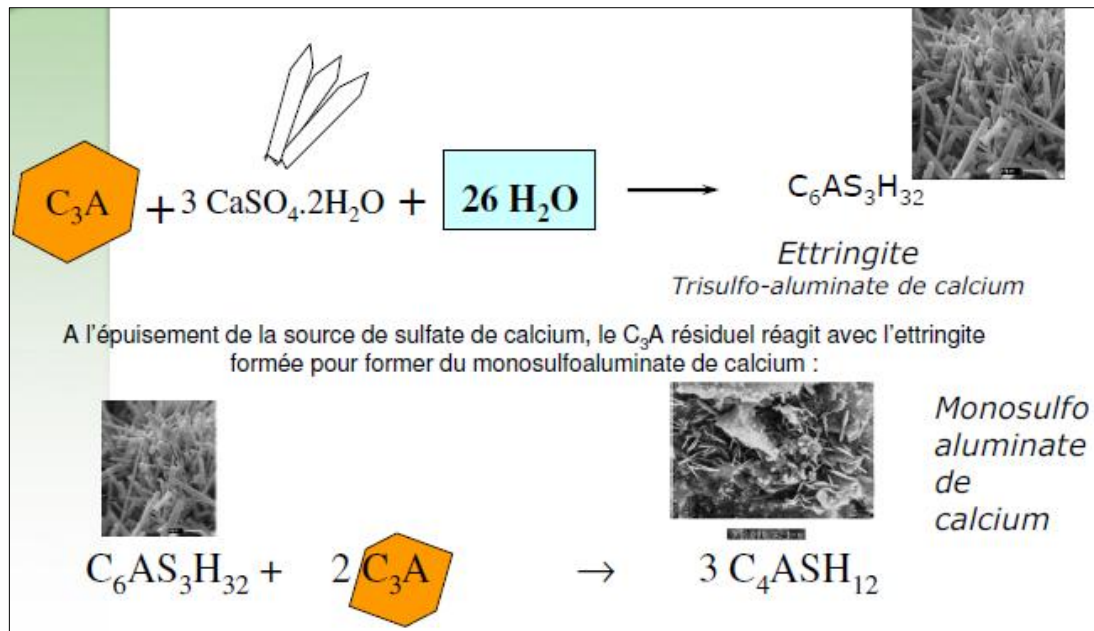


Figure III.7. Représentation schématique les différents produits minéraux à base de l'hydratation des aluminates en présence de sulfate de calcium

Etape 2 : Transformation de l'Ettringite en monosulfate de calcium hydraté

Lorsque le gypse est épuisé, la concentration en sulfates de la solution baisse. L'ettringite devient alors instable et se dissout pour former du monosulfate de calcium hydraté (appelé AFm) : $((CaO)_3 (Al_2O_3) (CaSO_4), 12H_2O)$ (Merlini et al. 2008). Les réactions chimiques s'intensifient.

Etape 3 : Hydratation des aluminates résiduels

Au bout d quelques semaines, en général, l'ettringite se transforme totalement en monosulfo-aluminate.

Au-delà d'un mois, les réactions se poursuivent lentement avec l'aluminate (C_3A) et l'aluminoferrite (C_4AF) pour former de l'aluminoferrite de calcium hydraté. Même si les séquences réactionnelles sont proches du C_3A , l'aluminoferrite tétracalcique (C_4AF) est nettement plus lent à réagir et n'apparaît de manière significative qu'une fois que le gypse est totalement épuisé (Acker 1988).

III.3.5. Mécanismes d'hydratation d'un ciment portland

L'hydratation du ciment portland implique, nous venons de le voir, la réaction des quatre phases minérales qui le composent (Vernet et al., 1992). Comme le ciment est composé principalement de C_3S , c'est l'hydratation du C_3S qui contrôle la cinétique globale de

CHAPITRE III : Stabilisants et méthodes de stabilisation des sols

l'hydratation. Il existe cependant une synergie entre les différentes réactions (La Torre et al., 2008). (Fig III.8)

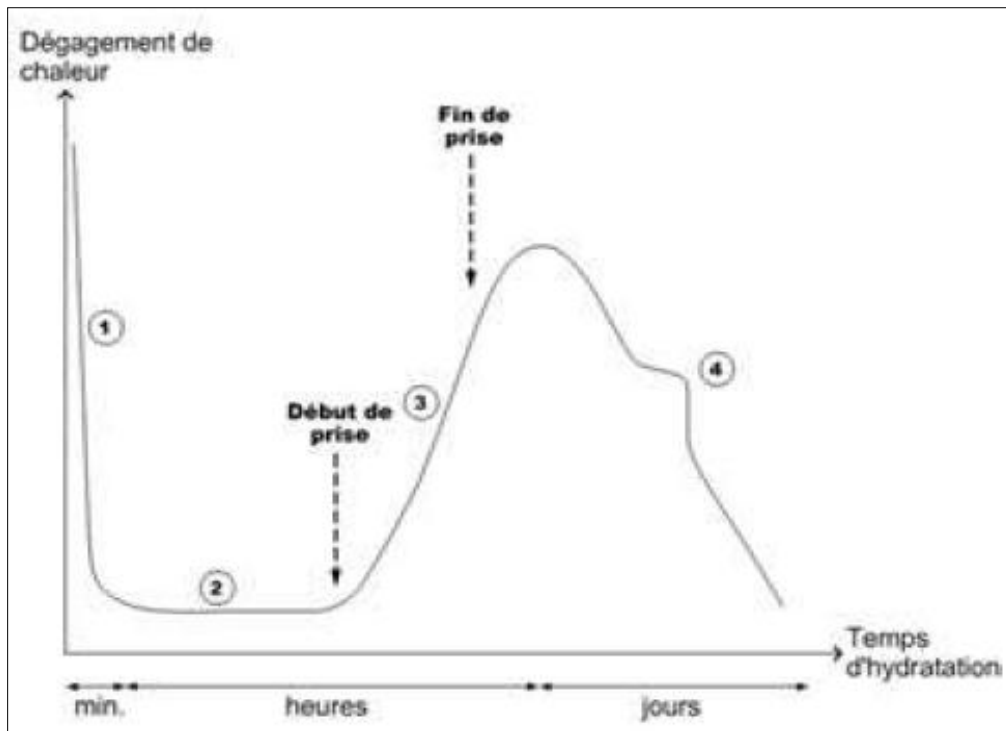


Figure III.8. Courbe caractéristique de calorimétrie isotherme d'un ciment

Période 1 : Réactions initiales

Cette période débute dès le contact entre l'eau et le ciment et dure quelques minutes. Le C_3S et le C_3A des grains de ciment réagissent immédiatement avec l'eau, formant de l'ettringite et des C-S-H (métastables) : les ions entrent en solution. (Fig III.9)

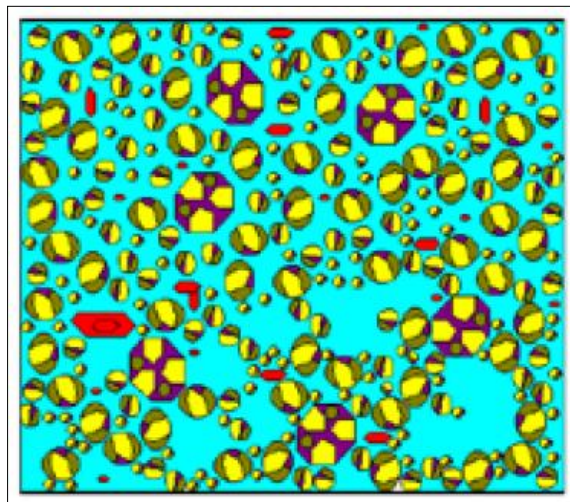


Figure III.9. Le caractère polyphasique des grains de ciment

CHAPITRE III : Stabilisants et méthodes de stabilisation des sols

Période 2 : Période dormante

Le dégagement de chaleur est faible. Aucune évolution de la pâte ne semble se produire. Les réactions chimiques ont pourtant commencé : des ions passent en solution dans l'eau durant cette phase (ions calcium, silicates, hydroxydes et sulfates) (Fig III.10). Quand l'eau de gâchage est saturée en ions, le début de la prise se produit. Le pH de la solution augmente, ce qui ralentit la dissolution des constituants.

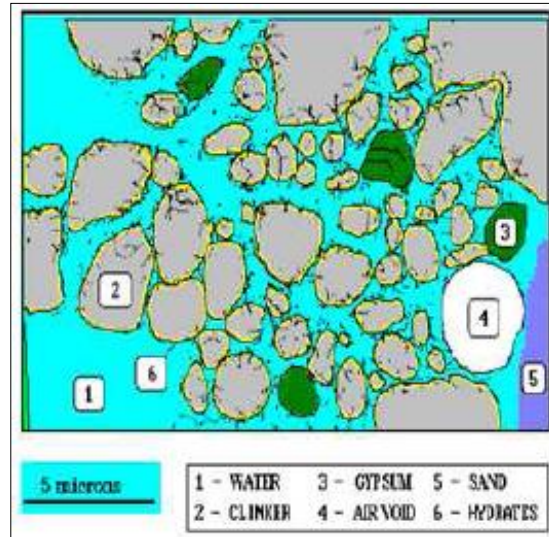


Figure III.10. Le mouillage hydratation superficielle instantanée des particules

Période 3 : Période d'induction des silicates

- Ca en solution augmente progressivement ;
- Formation d'une couche de C-S-H en surface des grains (tendance des hydrates à précipiter dans les zones de concentration maximum autour des granules de ciment et non dans le volume de la solution où les concentrations ioniques sont inférieures et uniformes. (Fig III.11)
- Réaction du C₃A avec l'eau et le sulfate de calcium pour former de l'étringite.

Période 4 : Période d'accélération

Période d'accélération des silicates, et la poursuite de la formation d'étringite. Cette période débute lorsque la concentration en ions Ca²⁺ et OH⁻ de la solution devient critique, la conductivité électrique de la solution étant alors à son maximum. Cette sursaturation induit la précipitation de la portlandite. (Fig III.12)

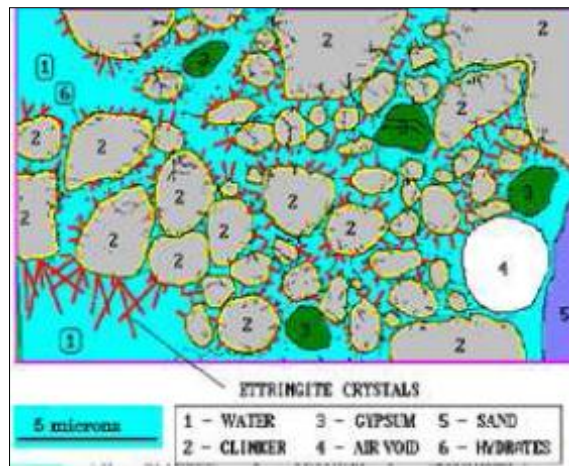


Figure III.11. Formation d'aiguilles enchevêtrées (ettringite, gypse)

Il s'ensuit alors les mécanismes de dissolution, de nucléation et de précipitation des différentes phases, permettant la formation des hydrates (ettringite, portlandite, C-S-H). Cette activité chimique dégage beaucoup de chaleur. Les hydrates formés commencent à s'enchevêtrer et créent donc un solide. Fin de la période dormante avec la précipitation de la portlandite qui joue le rôle de « gâchette » de la prise.

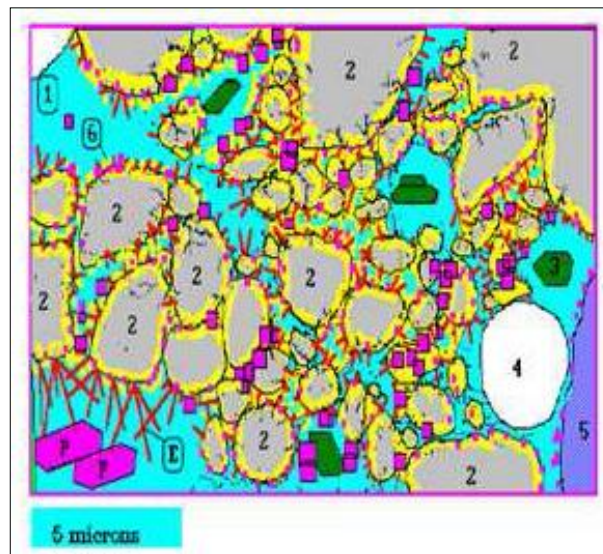


Figure III.12. La percolation des contacts assurés par les différents hydrates

Période 5 : Période de ralentissement

Les grains anhydres se trouvent recouverts d'une couche d'hydrates qui s'épaissit de plus en plus. Pour que l'hydratation se poursuive, il faut que l'eau diffuse à travers les pores de gel. La chaleur dégagée diminue. Si le réseau poreux est fermé, une partie du ciment n'est jamais atteinte et donc ne sera jamais hydratée. C'est pendant cette période que l'ettringite de type AFt se dissout afin de se transformer en type AFm.

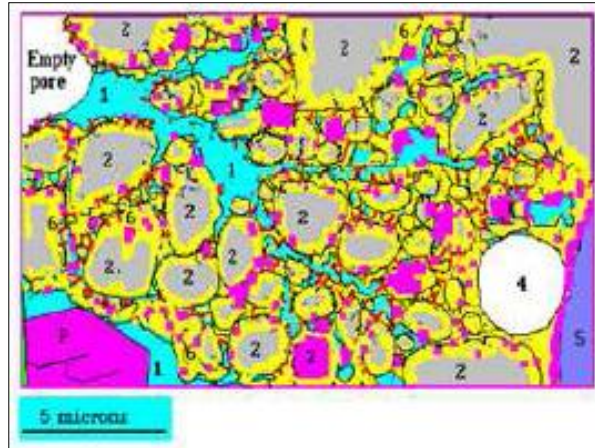


Figure III.13. La fin de connexion des grains se traduit par la stabilisation

Dans la figure III.13 ci-dessus, la porosité se remplit progressivement des C-S-H, les résistances se développent, le flux de chaleur les dimensions des capillaires contenant l'eau diminuent, ainsi que la vitesse de dissolution. Cette dernière diminue rapidement à cause de la formation des hydrates et de la modification conséquente des gradients de concentration.

L'eau a plus de difficulté à traverser l'épaisseur des produits hydratés pour atteindre les surfaces anhydres du clinker.

Période 6 : Passage suspension-pâte durcie

Nous constatons sur la figure III.14 les amas connectés sont de plus en plus gros, et les amas non connectés sont de plus en plus petits.

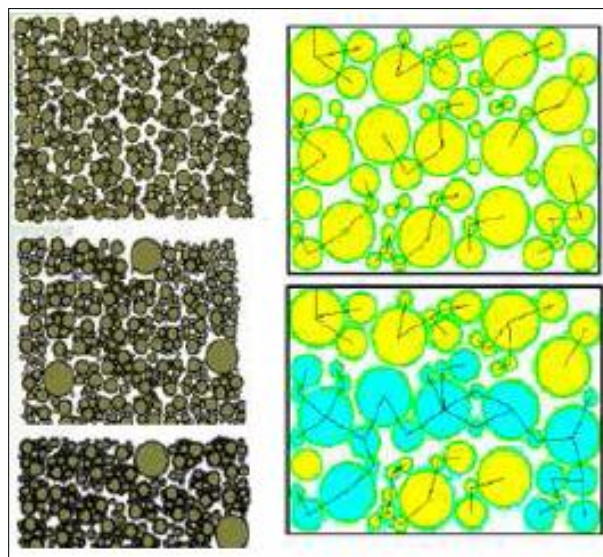


Figure III.14. Percolation des liaisons entre particules

CHAPITRE III : Stabilisants et méthodes de stabilisation des sols

Les mécanismes complexes à l'origine de la création des différents produits de l'hydratation que sont les silicates et les aluminates sont l'adsorption, l'hydrolyse, la dissolution, la solvataion et la cristallisation (Vernet et al., 1992). (Fig III.15)

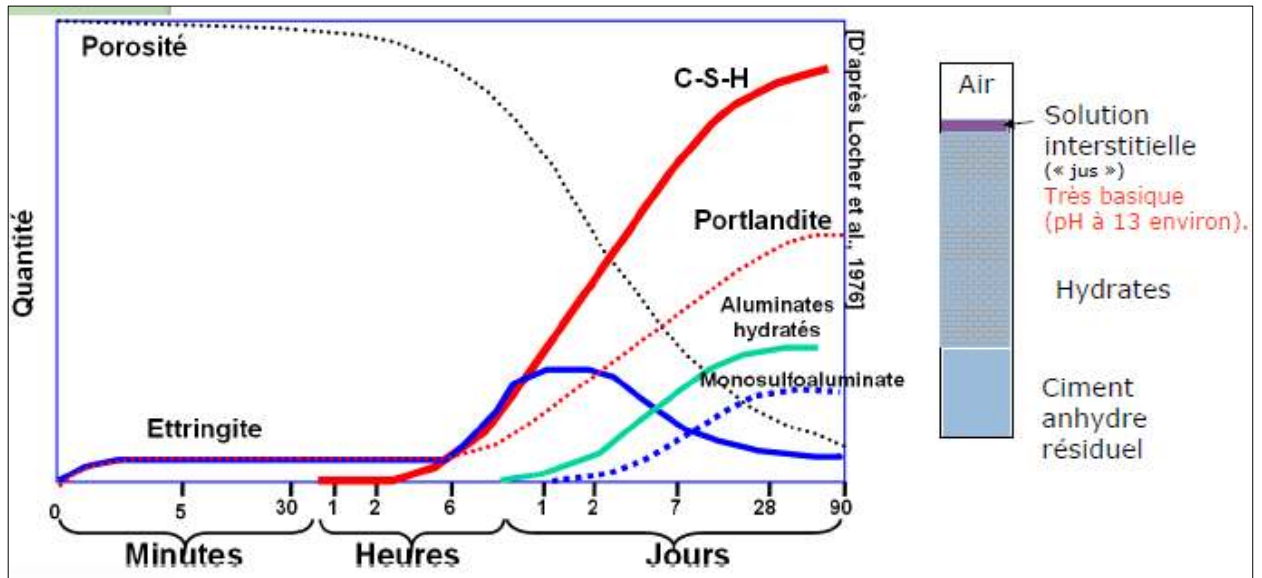


Figure III.15. Cinétique globale

Tout cela, conduit à poser la question suivante :

- Quelle est l'origine de la cohésion ? (Fig III.16)

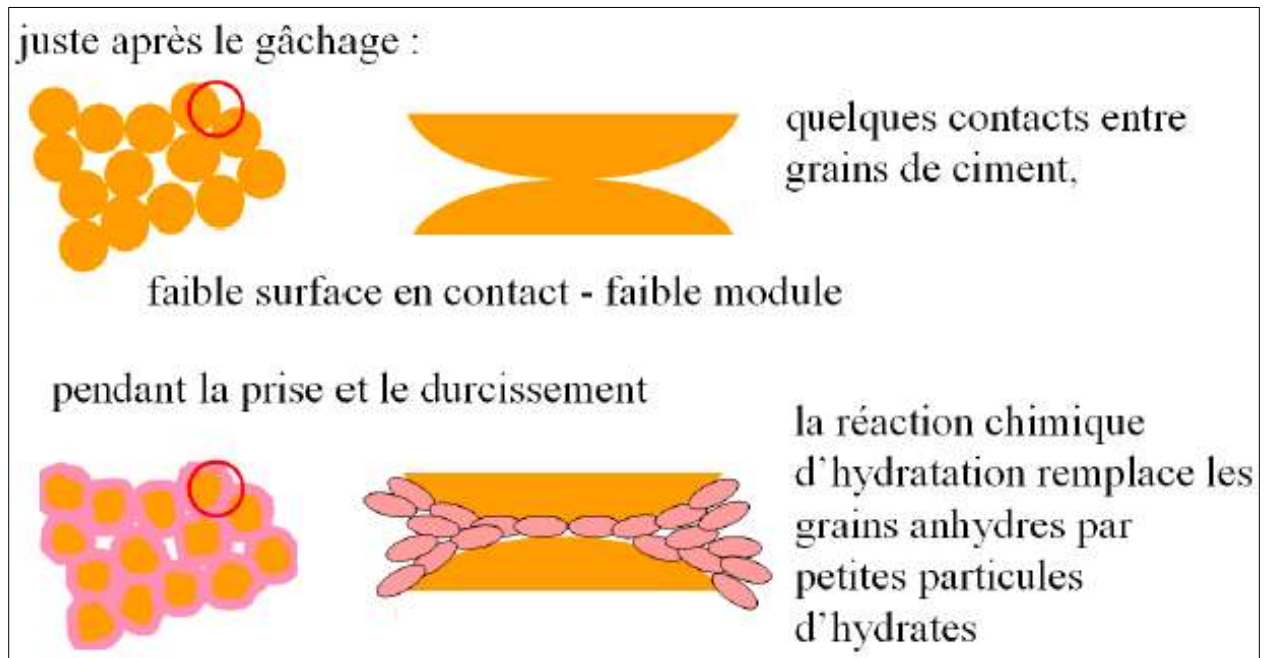


Figure III.16. Illustration l'origine de la cohésion

III.4. Méthodes de stabilisation des sols

III.4.1. Traitement mécanique

La plus simple est de compacter le matériau consiste à faire diminuer son volume par l'application d'un procédé mécanique (force, vibration, chocs,...), ce pour autant que les ingrédients adéquats soient présents et que la teneur en eau soit bonne, pour accroître sa densité en place et resserrer sa texture. Cette diminution de volume ne se produit que par l'élimination des vides remplis d'air qui existent dans le sol à son état initial. La teneur en eau du sol n'est donc pas modifiée (il s'agirait dans ce cas d'une consolidation). C'est rarement le cas pour les sols en place. Il peut être assuré par trois voies (Bergado et al., 2005 ; Babouri 2008) :

- Compactage dynamique (Une pression exercée par un rouleau compacteur ou une masse qui chute sur une hauteur donnée) ;
- Drainage (Technique la plus classique, plusieurs procédés sont utilisés ; comme les tranchées drainant, drains de carton, drains de sables verticaux) ;
- Substitution (C'est une solution très coûteuse, elle consiste à excaver jusqu'à une certaine profondeur puis remblayer avec des sable) ;
- Préhumidification (On crée un gonflement avant construction, la technique utilisé est la création de bassins au-dessus du sol gonflant) (Azzouz 2006) ;
- Vibrocompactage (Une vibration transmise par un moteur à pulsation hydraulique monté sur un compacteur ou grue)
- Préchargement (C'est un procédé qui consiste à placer sur un sol, dont la consolidation est lente, une charge supérieure ou égale au chargement définitif de ce dernier. Cette méthode est utilisée afin d'accélérer les tassements de consolidation primaires et de passer aux tassements secondaires assurant ainsi la consolidation du sol et évitant des tassements éventuels à long terme) (Holtz et al., 1961).

III.4.2. Traitement thermique

Destinée aux ouvrages importants, d'après le guide technique (LCPC-SETRA, 2000), cette méthode de traitement a été procurée pour la première fois par Ostashev en 1934. Consiste à soumettre le sol à un réchauffement contrôlé, on injecte dans le sol pendant plusieurs jours de l'air ou du gaz chauffé entre 80-200 °C, ce qui fait fondre le squelette du sol et les contacts entre les particules sont soudés. Les sols deviennent presque insensibles aux phénomènes de gonflement et de retrait. Cependant le coût du transport et de mise en place

CHAPITRE III : Stabilisants et méthodes de stabilisation des sols

des unités mobiles de traitement peut être très lourd et n'est rentable, en terme strictement financier, que lorsque les quantités de sol à traiter sont importantes.

Bell et al., (1997), ont rapporté l'utilisation du traitement thermique des sols loess au Sud-Est de l'Europe et de la Russie par la combustion des gaz et mazout dans des trous de forage sous pression. Les forages sont très rapprochés et les températures peuvent atteindre 1000 °C, produisant une colonne de sol stabilisée avec un diamètre de 1,5 à 2 m.

III.4.3. Traitement chimique

III.4.3.1. La chaux

La chaux se trouve sous deux formes : la chaux vive (CaO)-ou oxyde calcium-et la chaux éteinte Ca(OH)_2 -ou hydroxyde de calcium-aussi appelée chaux aérienne. La chaux s'obtient par calcination du calcaire pur ($\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$ à 900 degrés). La chaux vive, très caustique, est utilisée dans l'industrie et l'agriculture mais pas dans la construction. Pour des raisons évidentes, la chaux se transportait souvent sous forme vive pour être ensuite hydratée sur les chantiers (30 % de prise de volume) (Cabane 2004).

La chaux éteinte résulte d'une hydratation de la chaux vive-ce qui produit un fort dégagement de chaleur - et est utilisée comme liant dans les mortiers. La prise de la chaux éteinte se fait, en présence d'eau et, à plus long terme, par carbonatation de l'air avec le CO_2 : On a alors (re) formation du calcaire CaCO_3 (Bekkouche et al., 2001).

La forte production de chaleur est un phénomène caractéristique observable lors d'une stabilisation de matériaux de chemin. La chaleur permet de sécher la matière.

III.4.3.2. La chaux hydraulique

La chaux hydraulique résulte de la calcination, à des températures entre comprises 800 et 1500 °C, de calcaire naturel contenant des argiles et des marnes. Le calcium se lie avec d'autres éléments tels que le silicium, le fer et l'aluminium présents dans les argiles et les limons. En hydratant la chaux hydraulique, ces éléments forment des hydrates insolubles.

La chaux est alors assez proche du ciment mais, contrairement aux enduits à base de ciment, les enduits à base de chaux hydrauliques respirent, (Khattab 2002).

CHAPITRE III : Stabilisants et méthodes de stabilisation des sols

La prise de la chaux hydraulique se fait en deux phases : il y a tout d'abord une prise hydraulique à l'abri de l'air due à la réaction des silicates avec la chaux, puis une prise plus lente où les hydrates et la chaux vont subir une carbonatation au contact de l'air humide.

III.4.3.3. Le ciment

Les ciments utilisés pour la stabilisation des sols sont des ciments Portland ou des Portland au laitier de haut-fourneau. La fabrication du ciment est similaire à celle de la chaux, mais requiert une température de 1450 degrés. Les ingrédients entrant dans la composition du ciment sont similaires à ceux utilisés pour la chaux hydraulique, mais avec plus d'argile. La calcination génère une grande quantité de silicates de calcium, dont le tricalcium d'alumine - principal agent d'une prise hydraulique rapide (hydratation) (Thomas et al., 2002).

Une certaine quantité de chaux hydratée est aussi produite. Une réaction pouzzolanique entre la chaux hydratée et les S et A du sol (Cokca 2001), dissous par la forte basicité inhérente à l'hydratation du ciment, va entraîner un gain de résistance à long terme, par la formation de CSH et de CAH supplémentaires. Des réactions secondaires peuvent entraîner la formation d'AFt et d'AFm, avec pour conséquence une augmentation de la résistance, toutefois sensiblement plus faible.

Le ciment rigidifie rapidement le sol de manière irréversible mais s'il y a rupture de l'horizon traité (Action mécanique) il n'y a pas de nouvelle prise. Les constituants hydratés du ciment relient les grains de sable entre eux en formant des sortes de ponts nombreux et solides, d'où l'augmentation de la portance, de la résistance mécanique et de la résistance au gel. Les doses varient de 3,5 à 5 % du poids de sol sec à traiter.

Dans les sols argileux, la réaction chimique sol-ciment est le responsable de son amélioration. Le processus d'hydratation du ciment produit les deux majeurs produits : les CSH et la chaux, l'interaction de cette chaux avec les minéraux argileux du sol joue un rôle essentiel en termes de processus de stabilisation sol-ciment.

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.

CHAPITRE III : Stabilisants et méthodes de stabilisation des sols

III.4.3.4. Les cendres volantes

Les cendres volantes sont des produits dérivés de la combustion du charbon. Les éléments les constituants varient en fonction du mode de combustion qui les a générées. La classe FS (Furnace Slag : produit de haut fourneau) est une pouzzolane qui requiert souvent un activateur tel que le ciment ou la chaux pour réagir. La classe CS est une combinaison de la pouzzolane et du matériau (self setting). Quand ils sont combinés à l'eau, des réactions de cimentation se produisent et créent des liaisons entre les particules.

En fonction de la composition chimique, on assiste à une modification de la structure des particules, une augmentation de la résistance, une réduction du gonflement-retrait et de la sensibilité à l'eau. Ces réactions immédiates (accélérées) par les cendres volantes sont plus lentes que celles obtenues avec le ciment et plus rapides que celles obtenues avec la chaux. Le compactage doit se faire dans les six heures de l'application de la stabilisation.

Pour qu'une pouzzolane telle que les cendres volantes, réagisse avec l'eau, une source extérieure de chaux est nécessaire, par exemple sous forme de ciment Portland ou de chaux brûlée. Quand le ciment ou la chaux brûlée réagissent avec l'eau, ils forment, l'hydroxyde de calcium, qui à son tour peut former un gel CSH augmentant la résistance. Ce gel est du même type que le ciment Portland avec un plus faible rapport CaO/SiO_2 . Il peut former aussi un gel CASH (calcium aluminates silicates hydratés) qui est étroitement similaire à CSH mais contient de l'aluminium. Dans cette réaction 100g de pouzzolane peut donner 150 g de gel CSH ou CASH. Le pH du mélange chute parce que les ions hydroxydes (OH)-sont consommés (Ziani 2018).

La réaction pouzzolanique est lente et devient encore plus lente avec la formation des gels CSH autour des particules des cendres volantes. Le gain en résistance est proportionnel à la consommation de Ca(OH)_2 (Esteoule et al., 1999).

III.4.3.5. Les sels

Cette stabilisation chimique est une technique très intéressante, consiste à ajouter un composé chimique au sol. Pour améliorer les propriétés physiques et mécaniques des sols.

Différents solutions salines à différents concentrations ont été utilisés telles que le chlorure de sodium (NaCl), le chlorure de magnésium (MgCl_2), le chlorure de potassium

CHAPITRE III : Stabilisants et méthodes de stabilisation des sols

(KCl), le chlorure de calcium (CaCl_2), le chlorure d'ammonium (NH_4Cl), carbonate de potassium (K_2CO_3), le silicate de potassium ($\text{K}_2\text{O SiO}_2$), le carbonate de guanidine ($\text{C}_3\text{H}_{12}\text{N}_6\text{O}_2$).

Bahloul (2015), s'est penché dans ses recherches sur l'influence des sels (KCl, NaCl, CaCl_2 et Na_2SO_4) sur le potentiel d'affaissement (Fig III.17). Il a constaté que la réduction est surtout observée pour la plus forte concentration, soit 2 moles/litre, en chlorure de calcium, en chlorure de sodium. A cette concentration, le potentiel d'affaissement est réduit d'une valeur comprise entre 65 à 70 % par les deux premiers sels. Le chlorure de potassium et le sulfate de sodium pour les fortes concentrations 2 moles/litre, le taux de réduction des C_p varie de 72 à 80 %.

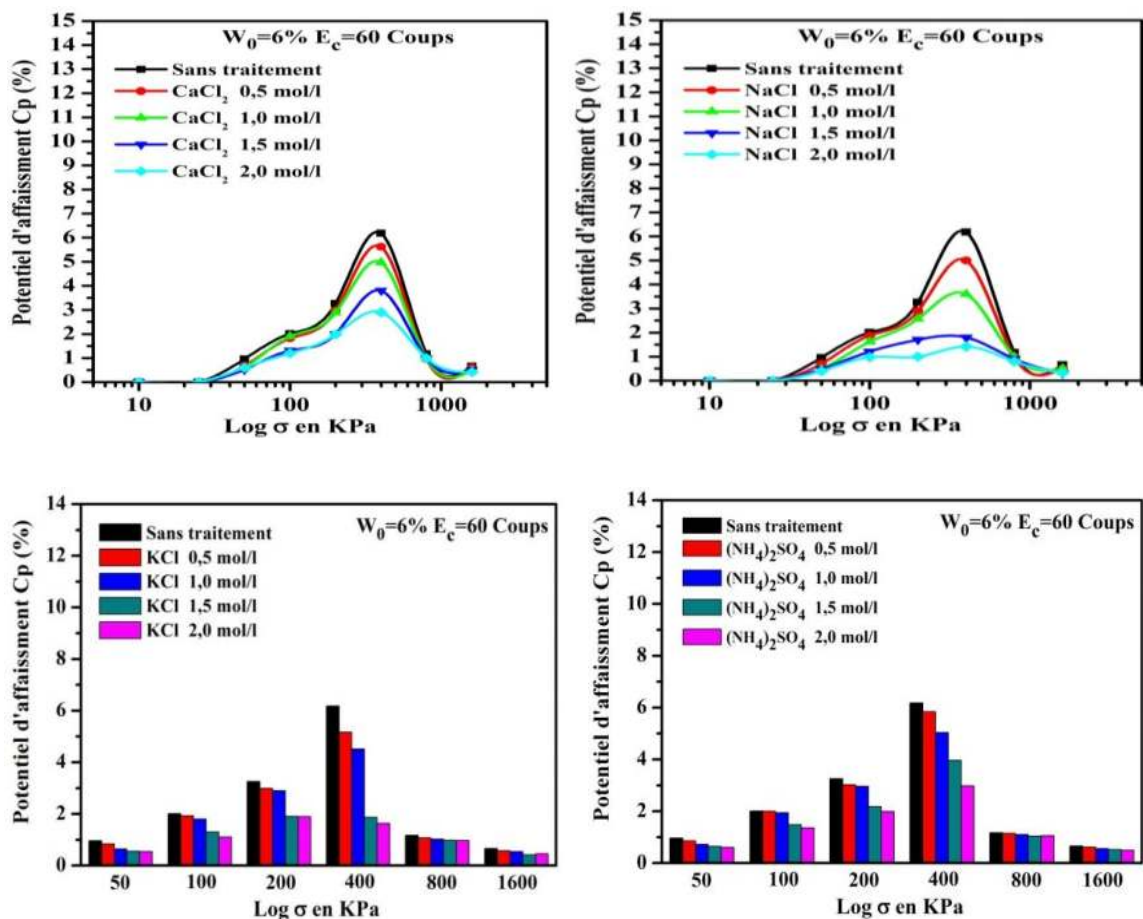


Figure III.17. Variation du potentiel d'affaissement C_p en présence de différents sels minéraux à différentes concentrations (Bahloul 2015)

Abou-bekr et al. (2004), ont étudié l'effet des sels différents (Chlorure de potassium, chlorure de sodium, chlorure de calcium, sulfate d'ammonium) sur deux argiles, la première

CHAPITRE III : Stabilisants et méthodes de stabilisation des sols

est une argile naturelle intacte (Ouest de la ville de Tlemcen) et la deuxième est une bentonite de Maghnia (Ouest de Tlemcen)

L'efficacité d'un sel dans la réduction du gonflement d'une argile peut être liée à la capacité d'échange, à la valence, à la nature et à la taille des cations qui jouent un rôle majeur dans les substitutions ioniques qui se produisent à l'intérieur des feuillets argileux (Ingles et al., 1972 ; Iltis 1979 ; Hachichi et al., 1999 ; Allam 2011 ; Mrad 2005 ; Azzouz 2006).

III.4.3.6. Liants organiques

Ce sont des produits de type colle, c'est-à-dire des composés organiques susceptibles d'une bonne adhésion au squelette. On en 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.

Les polymères sont des résines qui confèrent au sol une cohésion plus forte par formation de gels qui cimentent les particules (Allam 2011).

III.4.3.7. Les hydrophobants

Les hydrophobants sont des produits dérivés aminés des composés cationiques (par exemple : Les amines aromatiques, les amines aliphatiques,...). Les caractéristiques des hydrophobants 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 hydrophobant se traduit par deux effets (Bekkouche et al., 2001) :

- 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.

CHAPITRE III : Stabilisants et méthodes de stabilisation des sols

Dans le tableau III.2 suivant, on donne les principaux avantages et inconvénients de chaque technique.

Tableau III.2. Avantages et inconvénients des techniques de stabilisation couramment utilisées

Technique	Procédés	Avantages	Inconvénient
Stabilisation mécanique	Compactage	<ul style="list-style-type: none"> - 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)
Stabilisation thermique	Augmenter la température	- Réduire la répulsion électrique entre les particules	- Très coûteuse
Stabilisation chimique (par ajout de matériaux)	La chaux	<ul style="list-style-type: none"> - Diminuer la plasticité, la densité sèche et la pression du gonflement - Augmenter la résistance et w_{opt} - Utilisation d'un faible dosage 	- Carbonation de la chaux
	Le ciment	<ul style="list-style-type: none"> - Augmenter la résistance - Diminuer la plasticité - Réduire le potentiel de variation de volume - Augmenter la limite de retrait 	- Utilisation d'un dosage important
	Les sels	<ul style="list-style-type: none"> - Augmenter la concentration ionique de l'eau libre - Réduire le phénomène d'échange 	- Le choix de type de dosage et de la méthode d'addition d'un produit (valence et rayon du cation)

III.5. Conclusion

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.

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.

CHAPITRE IV

MATERIAUX, MATERIELS

ET ESSAIS

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

IV.1. Introduction

Dans ce chapitre est consacré aux essais de classification et d'identification de sol témoin est un échantillon reconstitué au laboratoire composés de sable (75%) et de kaolin (25%). Dans ce cadre, nous allons présenter le programme d'essais fondamentaux tels que la granulométrie par tamisage et par sédimentométrie, l'équivalent de sable, les limites d'Atterberg, l'essai oedométrique simple, et cisaillement rectiligne à la boîte, Les techniques expérimentales utilisées pour déterminer les propriétés physiques, mécaniques, chimiques et minéralogiques des échantillons utilisés, sont présentées pour plusieurs dosages variées ayant des proportions de mélange (bentonite-ciment).

Dans cette rubrique nous avons mesuré le potentiel de collapsible du sol dû à la saturation sous une contrainte préalablement appliquée (Critère de 200 kPa) par la méthode directe de l'essai oedométrique. Les essais mécaniques sont ensuite décrits, même chose qui va nous permettre par la suite de vérifier l'efficacité de notre traitement c'est-à-dire la réduction du taux d'effondrement de sol témoin. Suivi afin de faire une diffraction aux rayons X (DRX). Tout ceci a été finalisé par une étude de minéralogie et de microstructure par la Microscopie Electronique à Balayage (MEB) dans le but d'explorer le comportement de notre sol (échantillon reconstitué) et d'avoir une idée sur le phénomène d'effondrement, aussi illustre l'effet de différentes teneurs du mélange (bentonite-ciment) sur le sol étudié.

IV.2. Caractéristiques des matériaux

IV.2.1. Sable

Le sable qu'on a utilisé provient de la région de Biskra (rivière d'Oued- JEDI), tamisé au tamis de 2 mm de diamètre après séchage. Les passants du tamis qui a été regroupés jusqu'à l'obtention de la quantité nécessaire. (Fig IV.1)



Figure IV.1. Sable après tamisage

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

Le résultat de l'analyse au MEB est illustré sur la figure IV.2 ont fait ressortir les grains des différentes tailles mais essentiellement des grains de sables grossier (> 129 μm) sont constitués presque de 95 % de silice et quelques impuretés d'argile.

Le quartz se présente sous la forme de grands cristaux incolores (Aspect translucide) (Fig IV.3).

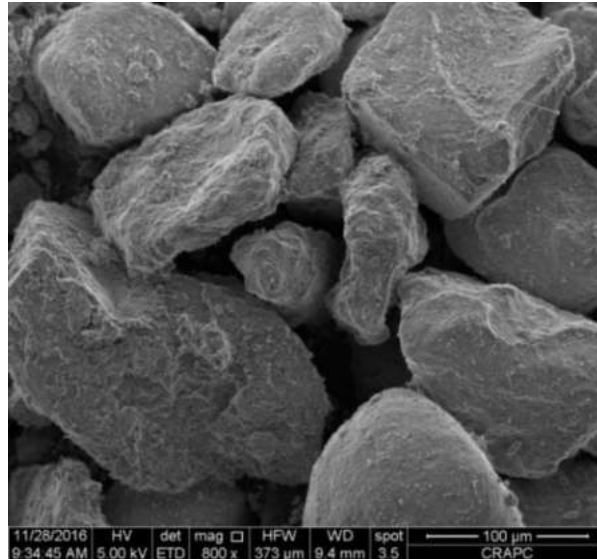


Figure IV.2. Analyse au MEB du sable (800 x)

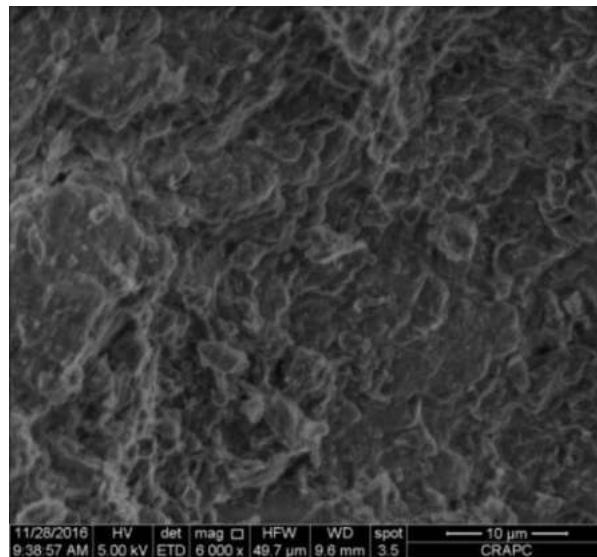


Figure IV.3. Analyse au MEB du sable (6000 x)

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

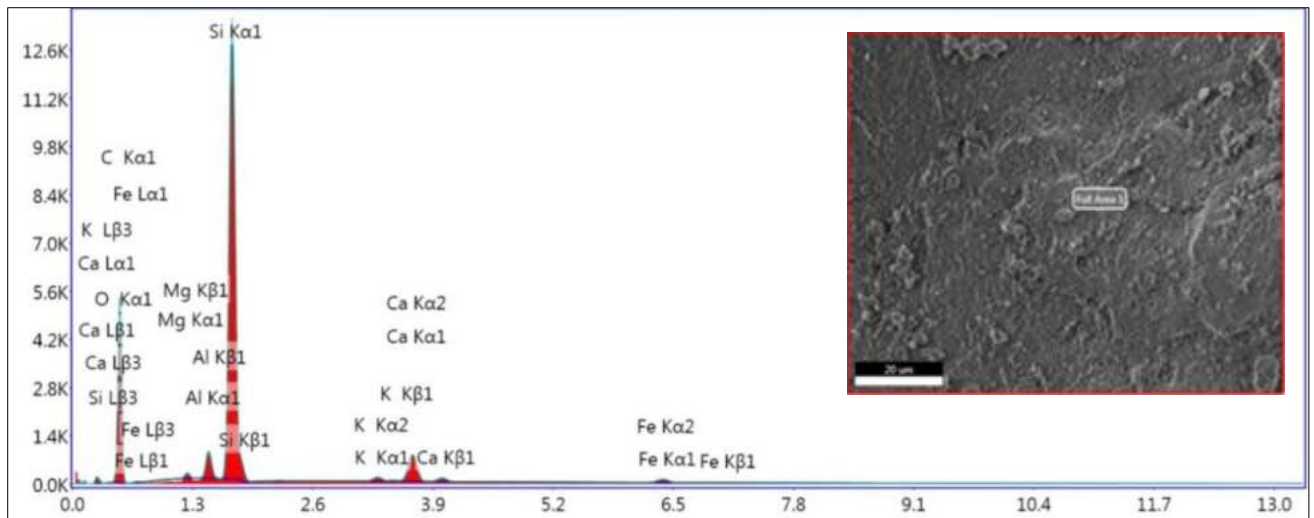


Figure IV.4. Analyse par EDAX du sable

Les résultats de l'analyse dispersive au rayon X (EDAX), on révèle la présence des compositions chimiques suivantes : SiO_2 (37,87 %), Al_2O_3 (2,31 %), Fe_2O_3 (1,63 %) respectivement, aussi les autres compositions (MgO , K_2O). Les phases cristallines sont formés majoritairement par : Quartz, carbonates, feldspaths, calcite. (Fig IV.4)

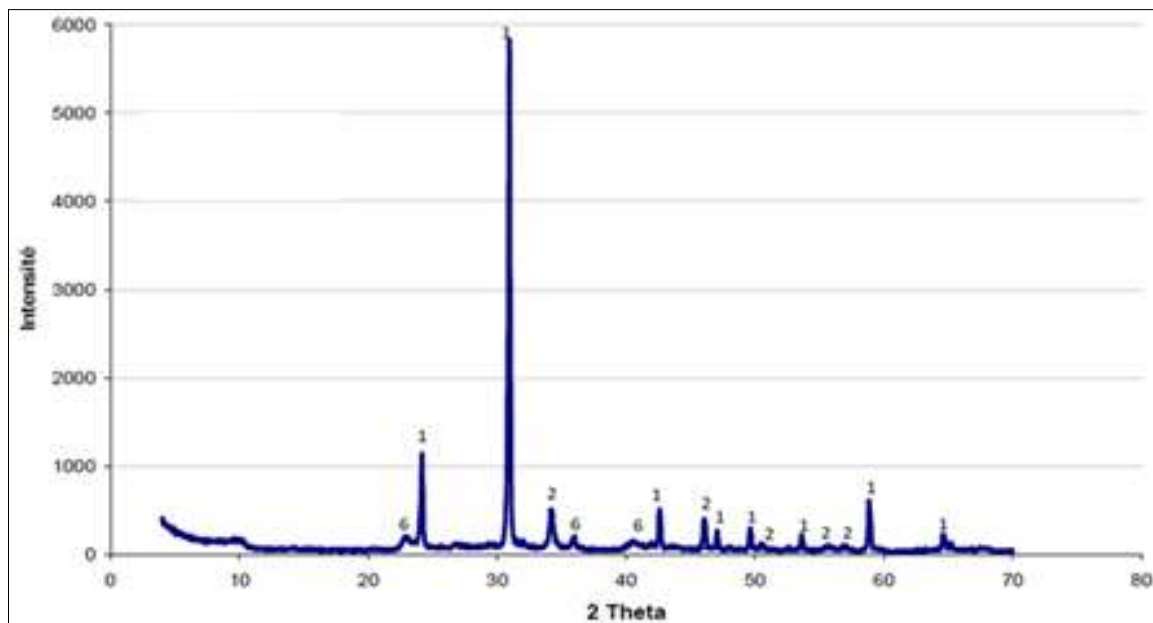


Figure IV.5. Diffractogramme RX de sable

Le diffractogramme (DRX) présenté à la figure IV.5, qui présente cependant deux pics caractéristiques correspondant à la silice est constitué de SiO_2 cristallisé sous forme de quartz, sont les deux phases dominantes de l'échantillon de sable. Les autres minéraux, calcite et illite sont minoritaires.

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

IV.2.2. Particule fine

Le kaolin de Tamazert dénommé KT Situé dans la région d'El-Milia (Est Algérien), le gisement de kaolin de Tamazert, découvert en 1925, est exploité depuis 1932. La taille du gisement est considérable, mais la roche brute est si pauvre en kaolinite que certains n'hésitent pas à l'appeler sable de Tamazert, précisément à cause de la concentration très élevés en quartz. (Fig IV.6)



Figure IV.6. Aspect du kaolin à l'état naturel

Ce type de kaolin est un alumino-silicates de composition minéralogique ($\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) ; est riche en SiO_2 et Al_2O_3 , leur teneur massique en fer est assez important, il dérive essentiellement de l'altération des feldspaths alcalins et des micas. Il a une structure en lamelles et est constitué de grains plats de 1 à 5 μm de diamètre et d'environ 0.05 μm d'épaisseur. (Fig IV.7)

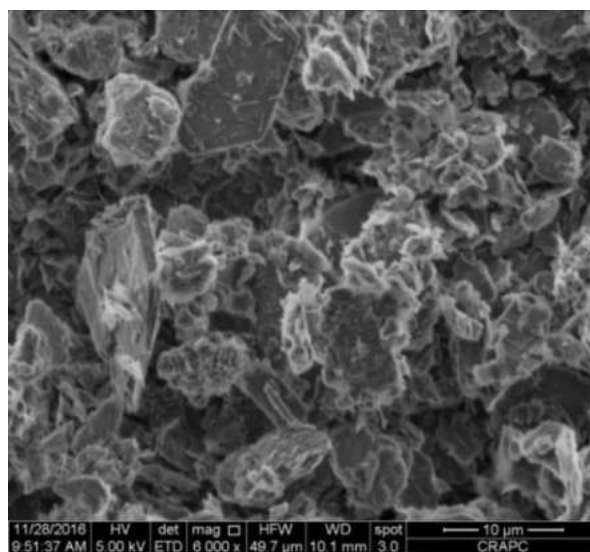


Figure IV.7. Morphologie d'une kaolinite contenue dans le kaolin KT

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

Elle se présente dans la nature sous forme de mottes compactes. A cet effet, une procédure au laboratoire a été envisagée pour permettre de la transformer en poudre très fine, sans toutefois modifier la nature chimique des grains :

- Les mottes d'argiles broyées par un broyage électrique (Fig IV.8), après sont complètement détrempées à l'eau dans des bacs jusqu'à saturation complète pendant 48 heures.
- Tamisage par voie humide au tamis 80 μm , l'eau de lavage contenant les particules fines inférieures à 80 μm est recueillie dans des bacs propres, les refus renfermant sable fin et impuretés ont été rejetés.
- Après décantation totale, l'eau de lavage devenue claire est siphonnée au maximum sans entraîner les particules fines.
- Séchage à l'étuve (60 °C) pour éliminer totalement l'eau restante par évaporation.
- Le matériau sec est désagrégé soigneusement au pilon dans un mortier. L'aspect du sol fin ($D < 80 \mu\text{m}$) est présenté dans la figure IV.9.



Figure IV.8. Kaolin après broyage



Figure IV.9. Kaolin après tamisage

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

L'analyse au MEB montre la composition indiquée sur la Figure IV.10. Cette dernière indique que le kaolin constitue la quasi-totalité de l'échantillon (plus de 95 % de l'échantillon) généralement inférieur à 10 μm , avec des impuretés de calcaire et de manganèse.

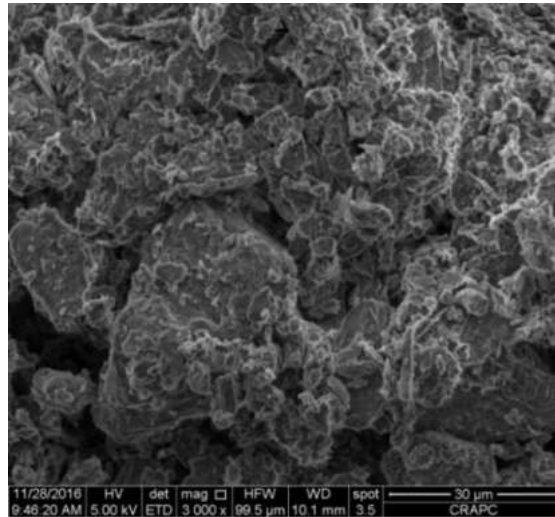


Figure IV.10. Analyse au MEB de la particule fine

La microscopie électronique à balayage (MEB) a été utilisée pour observer la morphologie et la taille des plaquettes de kaolinite est représentée sur la figure IV.11 montre que l'échantillon est constitué des grains sous forme de cristallites de kaolinite contenus dans le kaolin KT relativement défectées d'une forme plane parfois circulaire souvent très irrégulière. L'ensemble présente par endroit un réseau lâche de tactoïdes d'argile (montmorillonite) (Tessier 1984).

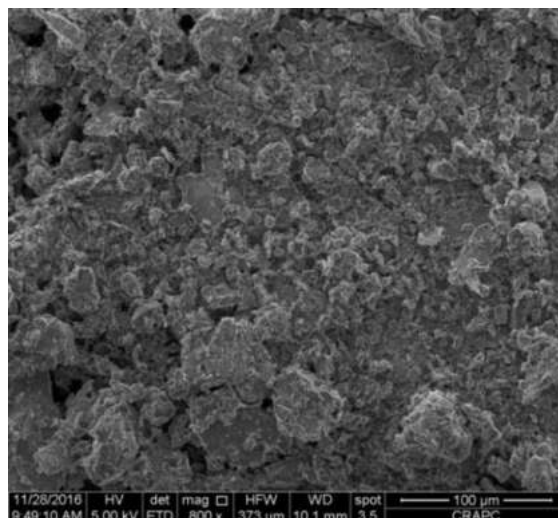


Figure IV.11. Echantillon du kaolin au MEB (cristallites de kaolinites)

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

L'analyse à l'EDAX montre que la matière est très riche en SiO_2 et en Al_2O_3 , leur teneur en carbonate (C) est assez important, il est de 6,73 %, feldspaths et l'oxyde de fer précipite sous forme cristallites, (Fig IV.12)

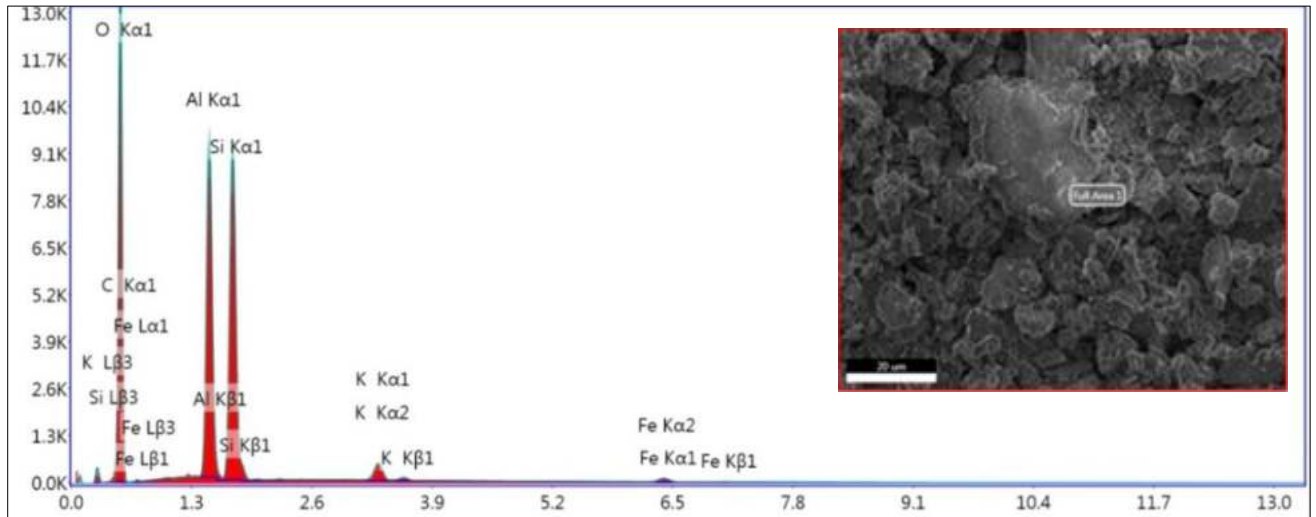


Figure IV.12. Analyse par EDAX du kaolin

Le diffractogramme d'une particule fine (Fig IV.13), marque la présence d'un pic intense caractéristique de kaolinite $d(001) = 7,16 \text{ \AA}$ est constitué d'environ de 23 pour cent, on note la présence d'une forte teneur en quartz (10 \AA) est constitué d'environ de 45 pour cent. Des fractions de muscovite ($\text{KAl}_2(\text{Si}_3\text{Al})\text{O}_{10}(\text{OH})_2$) est constitué d'environ de 11 pour cent, de feldspath ($\text{K}(\text{AlSi}_3\text{O}_8)$) est constitué d'environ de 20 pour cent sont aussi présentées. Les autres minéraux ferrugineux sont minoritaires (1%).

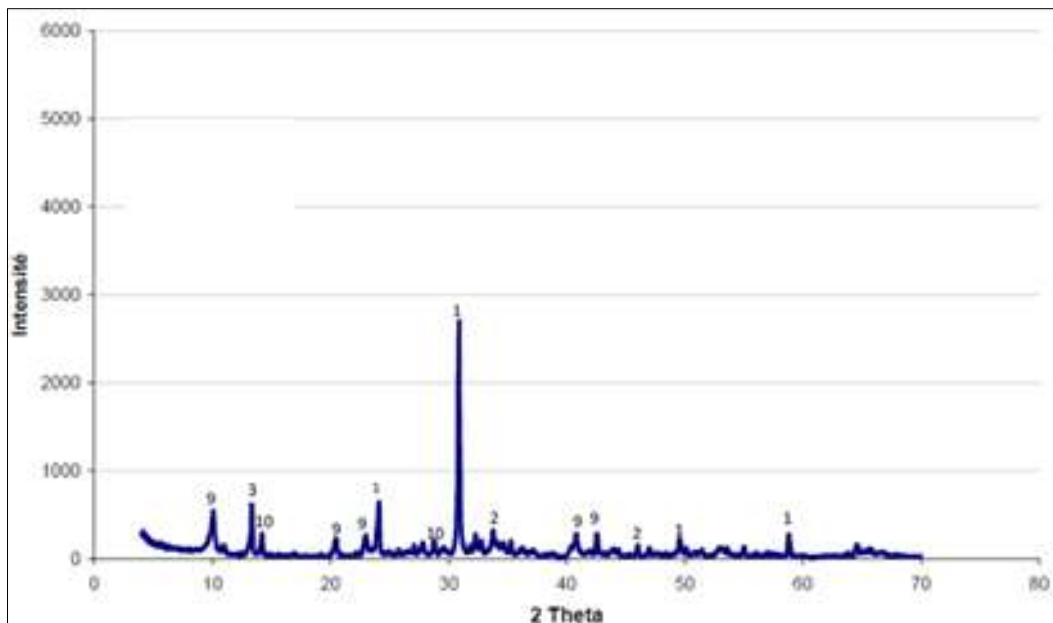


Figure IV.13. Diffractogramme d'une poudre de kaolin naturel KT

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

IV.2.3. Sol témoin

Le complexe sol reconstitué (SNT) est définie comme un mélange du (75 % de sable + de 25 % kaolin) (Fig IV.14, IV.15).

L'analyse au MEB montre la composition présentée dans la figure IV.16.



Figure IV.14. Mélange du sable (75%) et kaolin (25%)



Figure IV.15. Aspect du sol reconstitué

La micrographie du sol témoin montre que la présence à la fois d'élément grossier ($> 129 \mu\text{m}$) qui sont des sables siliceux et des éléments fins ($> 10 \mu\text{m}$) que représente le kaolin à côté d'impuretés de calcium, de fer.

Avec la présence une quantité importante de pores est présente allant de quelques micromètres à quelques millimètres. La structure est représentée sur la figure (IV.16).

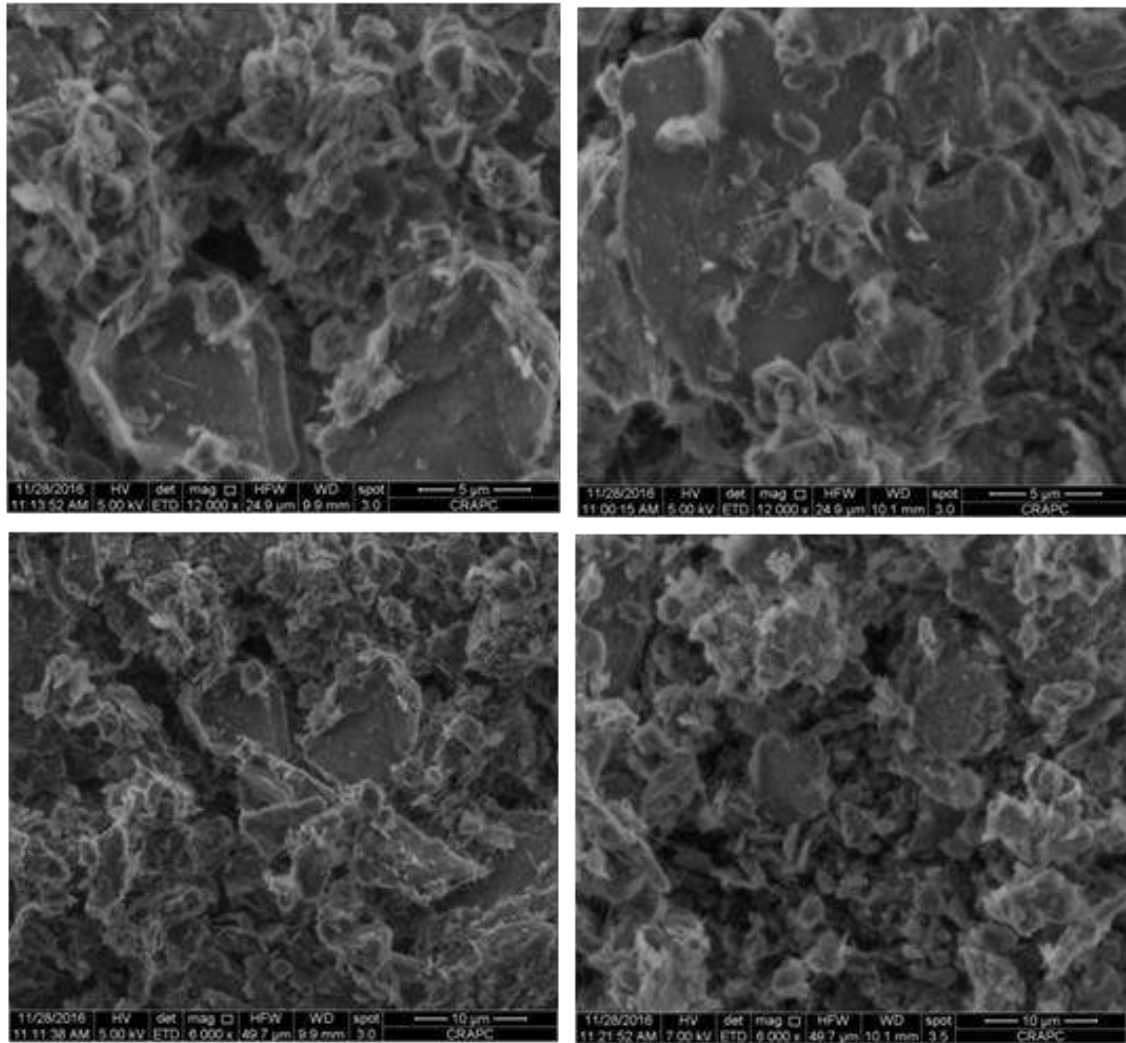


Figure IV.16. Analyse au MEB du sol témoin (SNT)

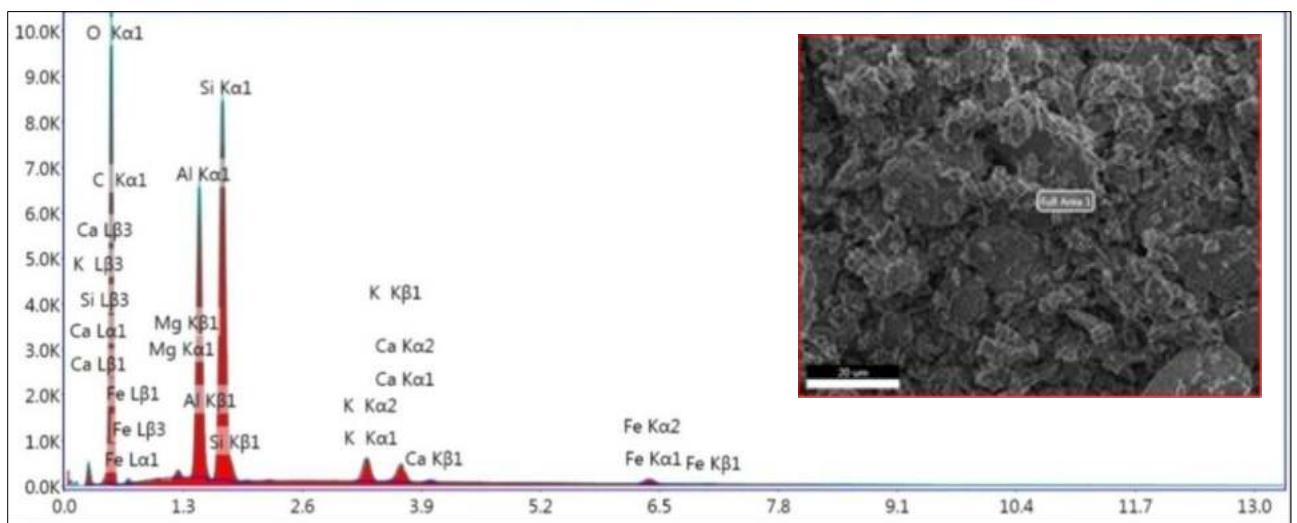


Figure IV.17. Analyse par EDAX du sol témoin (SNT)



Figure IV.19. Photo du gisement de bentonite de Hammam Bouhrara

La bentonite utilisée, provient de la région de Hammam Bouhrara sont situés à 15 Km à l'Est de la ville de Maghnia à Tlemcen (Fig IV.20). Elle a été gracieusement fournie par l'entreprise BENTAL. Elle est de couleur beige grise, qui se présente sous forme de poudre fine composé de plusieurs feuillets minces avec présence des impuretés telles que des particules fines de quartz (Fig IV.21).



Figure IV.20. Bentonite de Maghnia

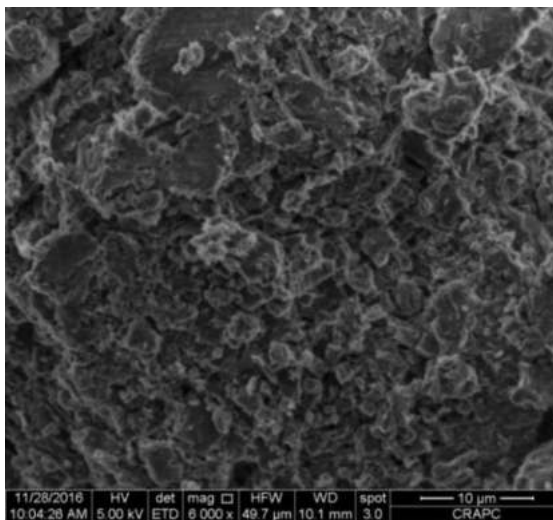


Figure IV.21. Analyse au MEB de la bentonite (10 μm)

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

L'image au MEB, montre que la bentonite contient une variété particulière d'argile riche en smectite (Haute qualité), avec le sodium comme cation majeure. Les particules de bentonite sont constituées d'assemblages de feuillets parallèles. (Fig IV.22)

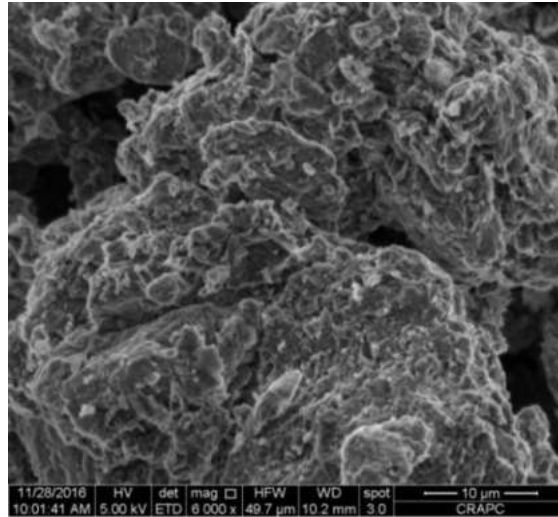


Figure IV.22. Analyse au MEB de la bentonite (6000 x)

En présence d'eau, et notamment en suspension, les molécules d'eau se fixent entre les plaques des feuillets chargés électriquement et séparés par un cation métallique ce qui provoque, en particulier, le gonflement important du grain de bentonite (Fig IV.23).

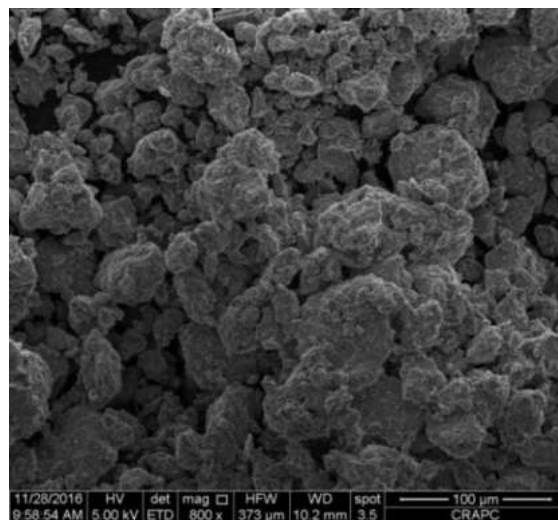


Figure IV.23. Analyse au MEB de la bentonite (800 x)

L'analyse élémentaire par l'EDAX illustre la présence des impuretés telles que des fines particules de quartz, moins d'alumine et d'éléments secondaires tels que le magnésium et le potassium. (Fig IV.24)

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

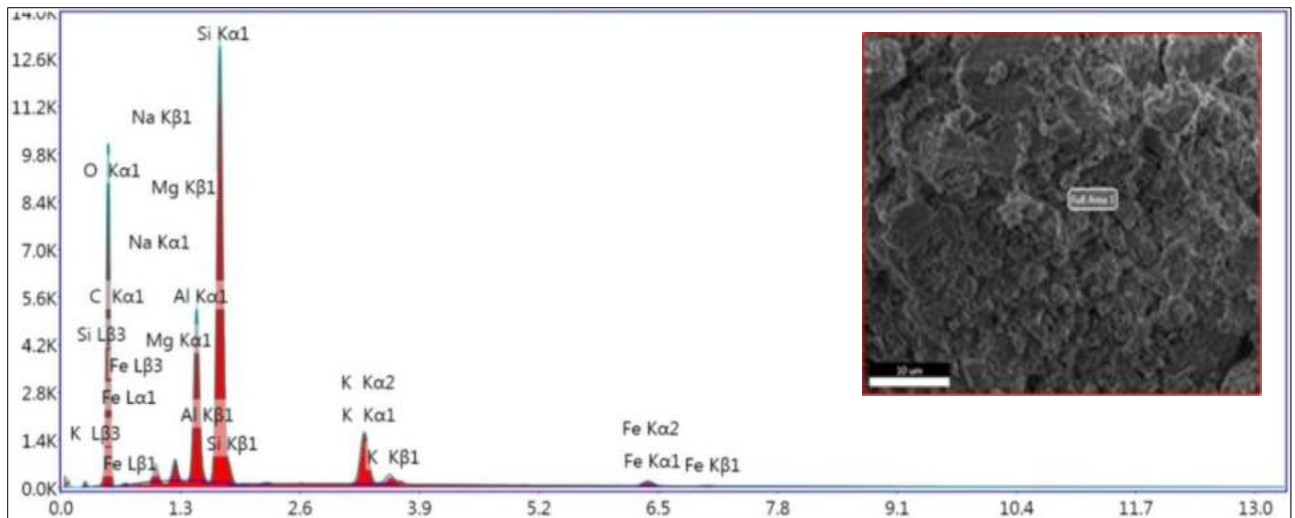


Figure IV.24. Analyse par EDAX de la bentonite

Le diffractogramme de la bentonite poudre (Fig IV.25) révèle la présence d'un pic large et intense caractéristique de la smectite avec $d(001) = 14,97 \text{ \AA}$, une autre caractéristique du quartz ($3,35 \text{ \AA}$) et un pic moins important marquant la présence du feldspath ($3,23 \text{ \AA}$). Des faibles teneurs d'oxyde de fer sont détectées ($2,9 \text{ \AA}$).

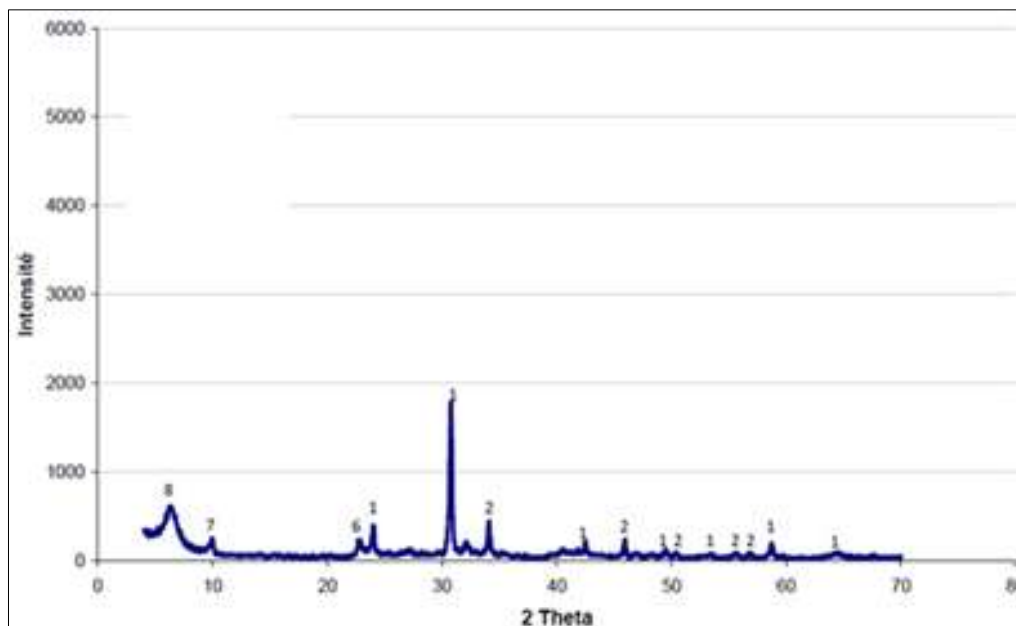


Figure IV.25. Diffractogramme RX d'une poudre de bentonite

IV.2.5. Ciment

Le ciment qui se présente sous la forme d'une poudre minérale fine s'hydratant en présence d'eau, forme une pâte qui fait prise et durcit par suite de réaction et de processus d'hydratation et qui après durcissement conserve sa résistance et sa stabilité même sous l'eau.

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

Dans cette étude on utilise ciment type (CPJ 42.5 CEM II/A) produit par la cimenterie «AIN TOUTA» à la région de Batna (Est Algérien). (Fig IV.26)



Figure IV.26. Ciment CPJ 42.5 class A

A partir de l'analyse au (MEB) sur la figure IV.27, montre que de gros cristaux de portlandite (silicates de calcium hydratés CH) en forme plaquettes bien définie, un pore entouré de CSH, la taille des grains varie de quelques microns (150 μm). Lors du gâchage initial, la phase solide C_3S se dissout progressivement dans l'eau en produisant l'ion Ca^{2+} . Les cristaux d'alite par leur forme souvent très allongée et leur surface très lisse, la particularité d'avoir cette surface typique en marches d'escalier (Makar et al., 2008).

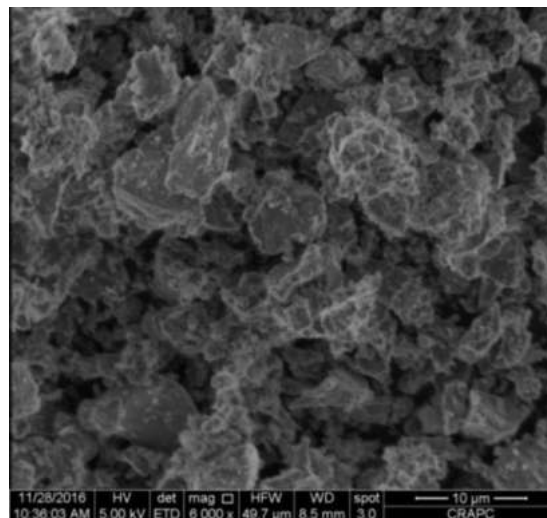


Figure IV.27. Analyse au MEB du ciment (6000 x)

Nous remarquons aussi sur la figure IV.28, l'hydratation de composé C_4AF en présence de gypse, se produit également de façon analogue à celle du C_3A , avec formation des phases cristallines est très variable de mono et tri-sulfo-aluminates de calcium hydratés, de chaux. La formation des multiples espèces chimiques décrites dans tout ce qui précédé conduit à l'enchevêtrement des multiples cristaux ainsi constituant un système poreux (Ye et al., 2007).

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

Nous avons réalisé un volume des poires d'interaction est typiquement de l'ordre de petite taille de 1 à 2 μm , donc en particulier sur le CSH nanométriques plus au moins enchevêtrées.

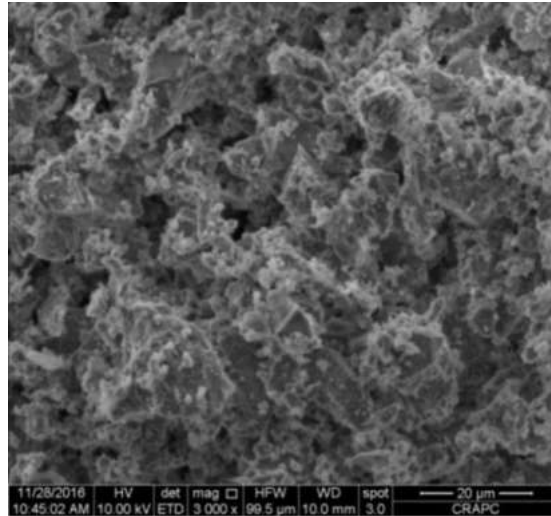


Figure IV.28. Analyse au MEB du ciment (3000 x)

La figure IV.29 révèle que la pâte de ciment ainsi formée permet d'obtenir un milieu poreux composé de phases solides hydratées et d'une solution aqueuse interstitielle remplissant les pores. L'hydratation du C_3A avec l'eau peut être métastable et se présente sous forme de cristaux hexagonaux (Aiu 2006). Il se convertit en une phase cubique, plus stable. L'ettringite formés dès le début de l'hydratation recouvre la surface du C_3A . Une fois la réserve de sulfate épuisée, le C_3A restant réagit alors avec l'ettringite qui le recouvre (Clark et al., 1999).

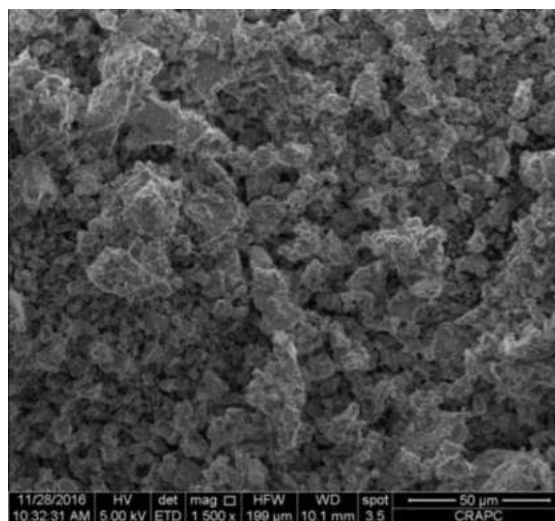


Figure IV.29. Analyse au MEB du ciment (1500 x)

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

La figure IV.30 ce qui montre que les fumées de silice restent parfaitement arrondies seulement en surface. Cela indique la réaction pouzzolanique est connue dans nos échantillons, peut être assez tardive (Aïtcin 2001). Les cristaux de portlandite ont ponctuellement de petite taille.

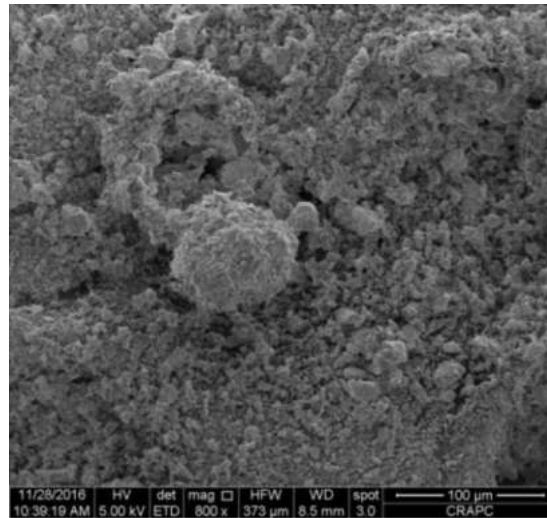


Figure IV.30. Analyse au MEB du ciment (800 x)

Les résultats d'essai d'EDAX (Fig IV.31) prouvent le produit est principalement l'oxyde de calcium (CaO) connu comme la chaux vive. Les autres compositions chimiques sont : Fe_2O_3 , SO_3 , K_2O .

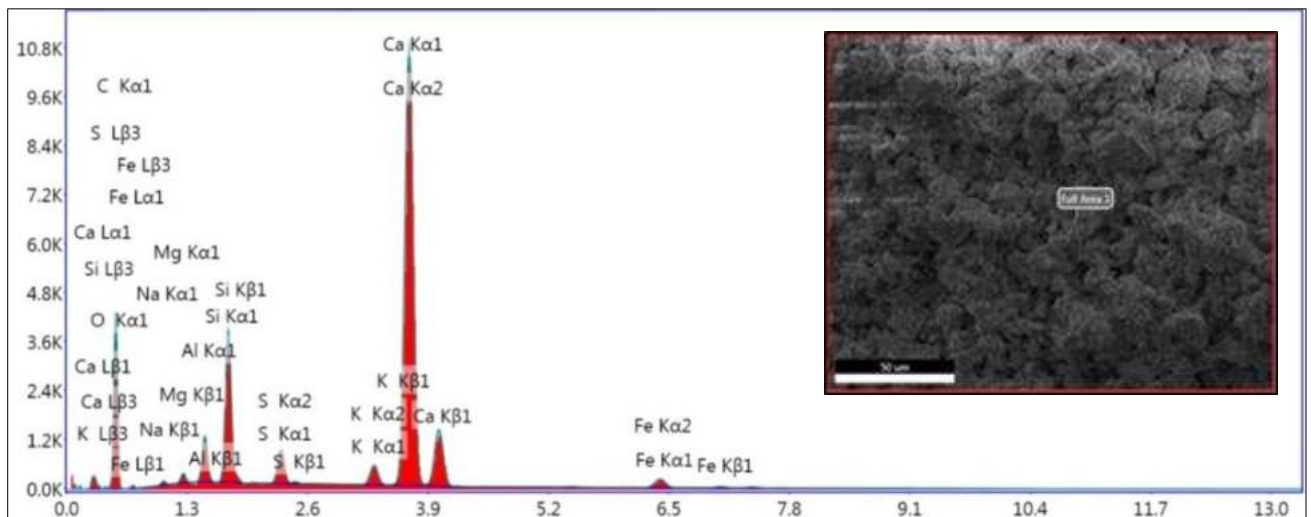


Figure IV.31. Analyse par EDAX du ciment

Le diffractogramme du ciment portland ordinaire (Fig IV.32) révèle la présence d'un pic large du silicate tricalcique (C_3S) est constitué d'environ de 66,31 pour cent et d'aluminoferrite tétracalcique (C_4AF) est constitué d'environ de 11,72 pour cent. Un pic

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

moins important marquant la présence des faibles teneurs d'aluminate tricalcique (C_3A) est détectées de 7,31 % et du silicate bicalcique (C_2S) de 9,28 %. D'autres minéraux l'ettringite et portlandite, ont été détectés.

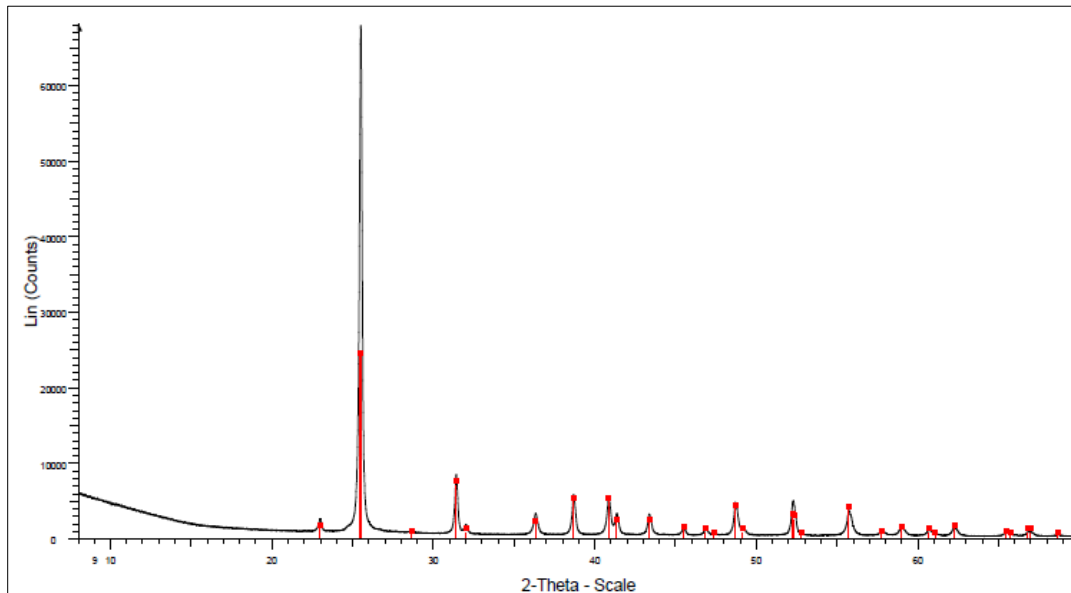


Figure IV.32. Diffractogramme de rayons X du ciment

IV.3. Programme d'essais

Le programme des différents essais réalisés est bien illustré selon le tableau IV.1. Les paramètres retenus sont la teneur en eau, l'énergie de compactage et les différents dosages du mélange bentonite-ciment.

Tableau IV.1. Variation des différentes teneurs en mélange (bentonite-ciment)

Sol non traité (sable + kaolin)	Sol traité (bentonite(B) + ciment(C))
SNT (75%+25%)	SNT + (10%B+2%C)
	SNT + (8%B+4%C)
	SNT + (6%B+6%C)
	SNT + (4%B+8%C)
	SNT + (2%B+10%C)

Nous présenterons les différents dispositifs permettant de connaître les caractéristiques des sols préparés au laboratoire, tels que l'analyse granulométrique par tamisage et par sédimentométrie, l'équivalent de sable, les limites d'Atterberg, l'essai Proctor, l'essai oedométrique, cisaillement direct à la boîte et de faire l'analyse microscopie à balayage et la diffraction des rayons X (ou des neutrons)

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

IV.3.1. Essai analyse granulométrique par tamisage (NF P 94-056)

IV.3.1.1. Définition

L'analyse granulométrique détermine la préparation dimensionnelle des grains d'un sol suivant leurs dimensions, les résultats présentés graphiquement permettent d'obtenir ce qu'on appelle la détermination des coefficients (coefficient d'uniformité et de courbure).

IV.3.1.2. But de l'essai

L'analyse granulométrique permet de déterminer et d'observer les différents diamètres de grains qui constituent un granulat, pour cela l'analyse consiste à séparer et classer à l'aide de tamis ces grains selon leur diamètre. (Fig IV.33)



Figure IV.33. Essai de l'analyse granulométrique

Le refus désigne la partie des grains retenue dans un tamis, le refus cumulé représente tous les grains bloqués jusqu'au tamis considéré (les grains du tamis considéré plus les grains bloqués dans les tamis de mailles supérieures). Un tamis est constitué d'une toile métallique ou d'une tôle perforée définissant des mailles de trous carrés. Les tamis sont également repérés par un numéro d'ordre appelé module.

IV.3.1.3. Mode opératoire

- Avant d'entreprendre l'essai on sélectionne les tamis en fonction de la dimension maximale des grains du sol étudié.
- On lave le contenu du tamis en projetant de l'eau pluie à faible débit en brossant les matériaux jusqu'à ce qu'il ne reste que les éléments propres.

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

- Pèse la quantité de l'échantillon de chaque sable ;

$$M = 0.2 \times D \quad (\text{IV. 1})$$

Avec : D : Diamètre grand granulats

- Versé la quantité de sable sur le tamis supérieure, même le couvercle en haut et le fond en bas.
- Réglé la tamiseuse 40 (amplitude), le temps 20 minutes et mette la série sur la tamiseuse puis le faire marché dans l'ordre mailles décroissantes et agiter manuellement cette colonne de tamis cette colonne est constituée par l'emboîtement des tamis en les classant de haut en bas dans l'ordre de mailles décroissantes.
- Agiter manuellement cette colonne, puis reprendre un à un les tamis en commençant par celui qui a la plus grande ouverture en adaptant un fond et un couvercle, on agite chaque tamis en donnant à la main des coups régulière sur le tamis immédiatement inferieur.
- Peser le refus du tamis ayant la plus grand maille, soit R_1 la masse de ce refus.
- Reprendre la même opération avec le tamis immédiatement inferieur, ajouter le refus obtenus à R_1 et peser l'ensemble.
- Soit R_2 la masse des deux refus cumulés.
- Pour suivre la même opération avec tous les tamis de la colonne pour obtenir les masses, des différents refus R_3, R_4, \dots, R_n .
- Peser s'il y en a, le tamisât au dernier tamis soit T_n sa masse.
- En fin les calculs :
 - Les résultats des déférentes pèses cumulées sont portés sur une feuille d'essai.
 - Calculé les refus cumules (G_R), refus cumule (%), tamisât (%).
 - Trace la courbe granulométrique pour chaque série puis la comparée avec le fuseau pour voir le type de sol.
 - Déterminer le coefficient d'uniformité de Hazen (C_u) et le coefficient de courbure (C_c) :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (\text{IV. 2})$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad (IV.3)$$

IV.3.2. Essai analyse granulométrique par sédimentométrie (NF P 94-057)

IV.3.2.1. But de l'essai

L'analyse granulométrique par sédimentométrie s'effectue sur échantillon de sol ne contenant que des éléments de diamètre inférieur à 0.080 mm. C'est-à-dire ce qui est désigné sous l'appellation des sols fins. (Fig IV.34)

IV.3.2.2. Mode opératoire

- Les mesures ne se feront que si la température s'est stabilisée à la température du bain thermostat (20 °C en général) et avec un densimètre parfaitement propre, en particulier, la tige du densimètre ne doit pas être touchée avec les doigts dans la zone de lecture, en effet, ceci a pour conséquence de modifier la hauteur du ménisque formé par l'eau au contact de la tige au niveau du lecteur, il s'ensuit une erreur de lecture non négligeable.



Figure IV.34. Essai de l'analyse sédimentométrique

- Un densimètre témoin sera plongé dans une éprouvette contenant de l'eau et du défloculante dans les mêmes proportions que pour l'éprouvette de mesure, elle sera également maintenue à une température de 20 °C.
- Avant de plonger de densimètre dans solution, agiter vigoureusement la suspension avec l'agitateur manuel afin d'obtenir une concentration uniforme sur toute la hauteur de l'éprouvette.

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

- Au moment où l'agitateur est enlevé de l'éprouvette, on déclenche le chronomètre et on plonge délicatement le densimètre dans la suspension, les lectures sont effectués au sommet du ménisque aux temps (t = 30 s, 1, 2, 5,10, 20,40, 80, 240 min).

IV.3.3. Equivalent de sable (NF P 18-597)

IV.3.3.1. Définition

C'est un essai de propriété, il permet de déterminer le pourcentage (%) des fins argileuses contenues dans le sol.

IV.3.3.2. But de l'essai

L'essai consiste à séparer les particules fines contenues dans le sol des éléments sableux plus grossiers (Fig IV.35), qui permettant de déterminer un coefficient d'équivalent de sable qui confie la propreté de celui-ci.

Le pourcentage de l'équivalent de sable est par la formule suivante :

$$E_s = \frac{H_1}{H_2} \times 100 \quad (\text{IV.4})$$

Avec : H_1 : sable propre + éléments fins et H_2 : sable propre seulement.



Figure IV.35. Essai de l'équivalent de sable

IV.3.3.3. Préparation de l'échantillon

L'essai s'effectue sur un échantillon de sable afin d'éviter les pertes d'argile .il faut vérifier que les grains de sable ou bien diamètre inférieur a 5 mm par tamisage et vérifier que la masse sèche de l'échantillon soit de 120 g.

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

IV.3.3.4. Mode opératoire

- Pesé 120 g du sable 0/5 pour chaque éprouvette.
- Remplir les 02 éprouvettes avec la solution lavante jusqu'à un repéré N° 1
- Versé la quantité de sable dans la première éprouvette à l'aide d'un entonnoir, noté le temps t_0 de démarrage, la même chose pour la 2^{ème} éprouvette.
- Laisser reposer 10 minutes puis mettre le bouchon et agiter l'éprouvette à l'aide de l'agitateur réglé 175 va et vient en 45 secondes.
- Laver l'éprouvette jusqu'au 2^{ème} repère sans bouleverser l'éprouvette puis laisser reposer 20 minutes sans vibration.
- Mesurer à vue la hauteur de flocculat H_1 : (sable propre + impureté), H_2 : hauteur de sable propre, calculé E_{SV} (visuel).
- Introduire le piston tarré dans l'éprouvette jusqu'à l'immobilisation du sable (contact avec le sable), mesuré H'_2 .

IV.3.4. Essais a pour les limites d'Atterberg (NF P 94-051)

IV.3.4.1. Définition

Les limites d'Atterberg sont des teneurs en eau pondérales, caractéristiques du sol, elles correspondant à des comportements variables de la teneur en eau, ces limites sont déterminées sur la fonction de sol passant à travers le tamis utilisées sont :

W_L : limite de liquidité : C'est la teneur en eau au-dessus de laquelle le sol se comporte comme un liquide et s'écoule les deux lèvres du sol se rejoignent sur une longueur supérieure à 1 cm par 25 cm donnera la coupelle de casa grande (Fig IV.36).



Figure IV.36. Essai de la limite de liquidité

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

W_P : limite de plasticité : C'est la teneur en eau au-dessus de laquelle le sol perd sa plasticité, elle se définit par la possibilité de former sous le doigt un rouleau de 3 mm de diamètre qui se fissure quand on le soulève de 1 à 2 cm par le milieu. (Fig IV.37)



Figure IV.37. Essai de la limite de plasticité

I_P : indice de plasticité : Cet indice définit l'étendue du domaine plastique de sol entre les limites de liquide et de plastique. Il s'exprime donc par la relation :

$$I_P = W_L - W_P \quad (IV. 5)$$

IV.3.4.2. But de l'essai

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.

IV.3.4.3. Mode opératoire

Préparation de l'échantillon : Prendre un échantillon représentatif et le mettre dans un bac plein d'eau pendant 24 h tamiser ce matériau utilisé par voie humide à un tamis de 0.4 mm, l'ensemble de tamisât et de lavage étant ensuite décanté pendant 12 h, l'eau claire est siphonnée en prenant garde avec l'échantillon sera évaporé à l'étuve à température de 105 °C jusqu'à obtenir un mortier sec. On ajoute des différents teneurs en eau à l'échantillon.

Limite de liquidité

- En tracer une rainure au moyen d'un instrument en forme (V) suivant l'axe de symétrie de l'appareil.

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

- La rainure au fond de la coupelle doit être visible.
- On donne à la coupelle des chocs semblables (vitesse constante).
- On compte le nombre de chocs nécessaire pour fermer la rainure sur 1 cm et en inscrit le nombre de coups (N) correspondant.
- On prend un échantillon (environ 70 g) de chaque cote (côté droite et côté gauche par rapport à l'ouverture) on met chaque échantillon dans la boîte à tare puis on le pèse, on met les deux boîtes à tare à l'étuve pendant au moins 24 h et on pèse l'échantillon sec.

Limite de plasticité

- La mesure de la limite de plasticité se fait après celle de la limite de liquidité.
- Sécher le sol en le malaxant sur le marbre et en l'étalant.
- Former une boulette avec une partie de l'échantillon puis roulez-la à la main sur le marbre de façon à former un rouleau qu'on amincit progressivement jusqu'à ce qu'il ait atteint 3 mm de diamètre.
- Opérer assez lentement de façon que l'amincissement soit bien régulier et surtout afin d'éviter la formation de petits cylindres creux.
- Les petits rouleaux doivent avoir une longueur de 10 à 15 cm.
- Si aucune fissure n'apparaît, le rouleau est réintégré à la boulette, la pâte est malaxée en la séchant légèrement.
- La limite de plasticité est obtenue lorsque simultanément, le rouleau se fissure et que son diamètre atteint 3 mm.
- Effectuez une mesure de teneur en eau.

IV.3.5. Essai Proctor (NF P 94-093)

IV.3.5.1. But de l'essai

Déterminer la teneur en eau optimale nécessite une simulation de laboratoire qui permette de définir les conditions opératoires du compactage en place. Simultanément, on étudie l'influence de la teneur en eau sur la portance du matériau après compactage ; c'est-à-dire l'essai Proctor pour optimiser les conditions du compactage.

IV.3.5.2. Mode opératoire

- Assembler moule et embase (Fig IV.38). Mettre un disque de papier filtre au fond du moule, ce qui facilite le démoulage. Peser l'ensemble moule+ embase à 5 g près (soit P_m). Mettre en place la hausse.

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

- Introduire la première couche de sol et la compacter. Scarifier la surface compactée afin de faciliter la liaison avec la couche suivante.
- Procéder de manière identique pour les couches suivantes.
- Après compactage de la dernière couche, enlever la hausse. Le sol compacté doit dépasser le moule de 1cm environ.



Figure IV.38. Essai de Proctor normal

- Araser soigneusement le moule et le nettoyer puis le peser (soit P_h).
- Oter l'embase et prélever deux prises sur l'échantillon, L'une en haut et l'autre en bas, et en déterminer la teneur en eau w . On prendra la moyenne des deux valeurs obtenues.
- On obtient ainsi le premier point de la courbe dont les coordonnées sont :
 - en abscisse : w , teneur en eau ;
 - en ordonnée : γ_d , poids volumique sec qui s'exprime par :

$$\gamma_d = \frac{P_h + P_m}{1 - v} w \quad (\text{IV.6})$$

- Pour les points suivants, augmenter à chaque fois la teneur en eau de 2 % et recommencer les mêmes opérations.
- Tracer la courbe de la teneur en eau w mesurée après chaque essai en fonction du poids volumique γ_d obtenu.

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

IV.3.6. Essai de compressibilité à l'oedomètre (ASTM D-5333)

Cet appareil (l'oedomètre de Tarzaghi) permet de réaliser l'essai d'effondrement selon la méthode de Knight (1963). La figure IV.39 représente un schéma de l'appareillage oedométrique.



Figure IV.39. L'appareille oedométrique

Il est composé d'un bâti oedométrique à chargement par l'avant, de type (Contrôls model 302), d'une cellule en matériaux inertes chimiquement vis-à-vis de l'éprouvette et des fluides qu'elle contient. Equipée d'un anneau rigide à déformation latérale nulle, terminé par une trousse coupante. Le diamètre intérieur égal à 80 mm et sa hauteur de 20 mm, tel que la hauteur initiale de l'éprouvette, est satisfasse à la condition : $10\text{mm} \leq H_0 \leq D$.

L'anneau est situé entre deux pierres poreuses rigides permettant à l'eau de circuler. La charge de compression s'exerce verticalement sur l'éprouvette par l'intermédiaire d'un couvercle ou d'un piston rigide qui répartit l'effort sur l'éprouvette. Les déformations verticales (Δh) de l'éprouvette sont lues sur un comparateur ou enregistrées au moyen d'un comparateur de déplacement, elles sont mesurées avec une incertitude de 0.01 mm.

IV.3.6.1. L'appareillage de compactage du sol

L'appareil de compactage représenté sur la figure IV.40 a été conçu dans un laboratoire (Ayadat et al., 1996 ; Benkadja 2006 ; Abbeche et al., 2010) pour rendre un sol reconstitué ayant une certaine teneur en eau et une certaine densité sèche, compacté en une seule couche dans l'anneau comme utilisée dans les essais d'Abbeche et al. (2010), pour être chargé dans la cellule oedométrique.

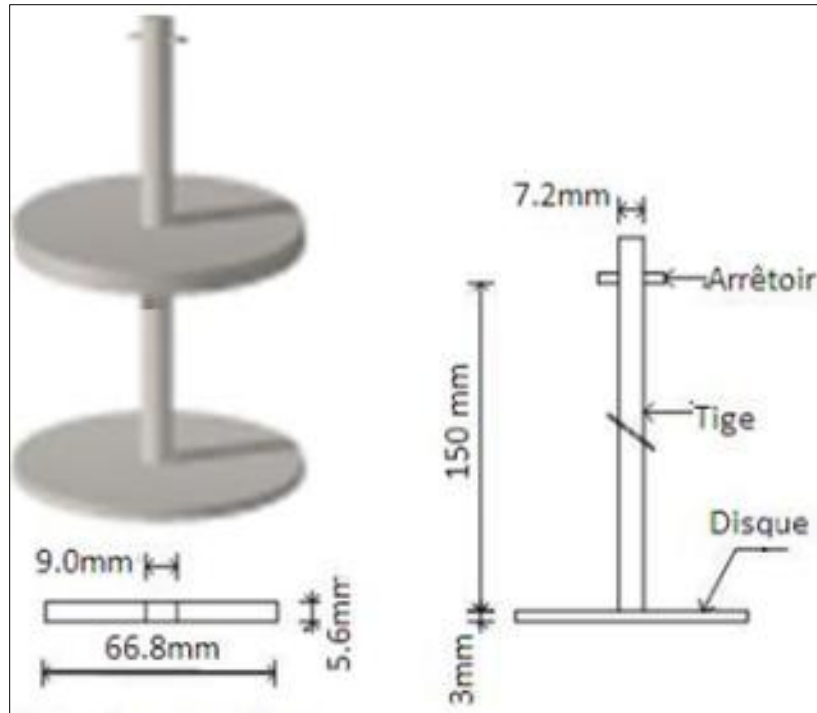


Figure IV.40. L'appareillage de la dame de compactage des échantillons

Entièrement construit de l'acier, elle se compose d'une base de 66.80 mm de diamètre, et de 5.60 mm d'épaisseur, fixe à une tige de guidage verticale de 180 mm d'hauteur et de 7.2 mm de diamètre, et à un mouton sous forme de disque se glisse librement à côté de la tige, de 66.80 mm de diamètre. Le mouton (dame) de masse 152 g. Un arrêtoir permet d'ajuster la hauteur de chute à 150 mm. Le mouton est tombé sur la base qui transmet l'énergie de chute à l'éprouvette du sol, en rendant le sol compacte.

Avec l'énergie de compactage par unité de volume (E_u) est égale :

$$E_u = \frac{Nm_m h_g}{v} \quad (\text{IV. 7})$$

Où :

N : Nombre de coups,

m_m : Masse du mouton,

h : Hauteur de chute,

g : Accélération de la pesante,

v : Volume du matériau avant compactage.

Les énergies de compactage par unité de volume (kJ) sont représentées dans le tableau IV.2.

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

Tableau IV.2. Energies de compactage par unité de volume

Degré de compactage	1	2	3
Nombre de coups (E_c)	30	50	70
E_u (kJ)	0.012	0.020	0.028

IV.3.6.2. Procédure expérimentale

Le mode opératoire suivi est celui préconisé par la norme ASTM D-5333 qui est une norme propre à l'étude des sols effondrables.

Les principales étapes du mode opératoire sont énumérées ci-après :

- Appliquer une contrainte de l'ordre de 5 kPa pendant les 5 premières minutes.
- Après 5 minutes, on commence à appliquer le chargement par paliers (12, 25, 50, 100, 200 kPa). La durée de chargement de chaque palier est d'une heure.
- Noter la lecture de la déformation avant l'application de chaque incrément de chargement.
- Procéder à l'inondation de l'échantillon une heure après le chargement imposé (200 kPa) tout en notant la déformation.
- Noter les déformations après : 0.1, 0.25, 0.5, 1, 2, 4, 8, 15, 30 min et 1, 2, 4, 8, 24h.
- Le chargement de l'échantillon est poursuivi jusqu'à la charge limite voulue.

IV.3.6.3. Préparation des échantillons

Le processus suivi lors de la préparation des échantillons est le suivant :

- Le matériau utilisé est préalablement séché à l'étuve à une température de 105 °C.
- Ajouter la quantité d'eau correspondante à la teneur en eau voulue.
- Homogénéisation du matériau.
- Compacter statiquement l'échantillon à l'aide de l'appareillage de compactage.

Le compactage statique s'effectue directement dans l'anneau oedométrique d'un diamètre de 7 cm et d'une hauteur de 1.8 cm.

- Charger l'échantillon à teneur en eau constante (initiale) jusqu'à la charge de 200 kPa, puis on sature l'échantillon selon le mode opératoire ci-avant.
- Noter les déformations.

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

IV.3.7. Essai de cisaillement direct à la boîte (NF P 94-071-1)

IV.3.7.1. Appareillage

L'appareil spécifique à l'essai comprend (voir figure IV.41) :

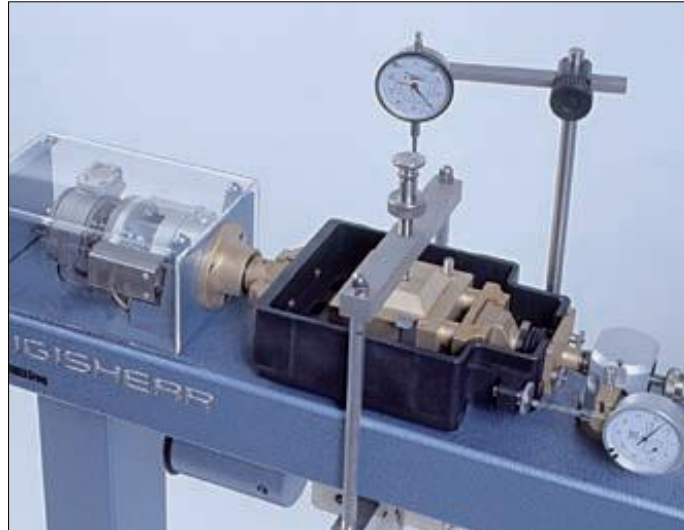


Figure IV.41. Schéma de la boîte de cisaillement

- La boîte de cisaillement composée de deux demi-boîtes. La partie supérieure est immobile et la partie inférieure est mobile et contiennent des plaques drainantes.
- Le dispositif de l'application de l'effort normal désiré.
- Le dispositif produisant le déplacement relatif horizontal entre les deux demi-boîtes.
- Un anneau dynamométrique indiquant les efforts de cisaillements.
- Un comparateur au 1/1000 de millimètres indiquant les déplacements horizontaux.
- Un comparateur au 1/1000 de millimètres indiquant les déplacements verticaux.
- Un chronomètre pour prendre les lecteurs toutes les 15 secondes.

IV.3.7.2. Déroulement de l'essai

Après avoir préparé l'échantillon et mis dans la boîte de cisaillement :

- Appliquer sur la face supérieure de l'échantillon un effort vertical (n), résultant des poids placés sur le plateau, engendrant ainsi une contrainte normale $\sigma = 100, 200$ et 300 kPa, maintenue constante toute le long de l'essai ;
- Régler la vitesse de la machine, de façon à imposer un déplacement horizontal relatif ;
- Régler la vitesse de la machine, de façon à imposer un déplacement horizontal relatif constant entre les deux demi-boîtes, (1.5 mm/mn) dans notre cas ;

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

- Mettre tous les comparateurs (déplacement horizontal, déplacement vertical et force) à zéro ;
- Actionner la machine et prendre des lectures sur les trois comparateurs simultanément, à des intervalles de temps réguliers (toutes les 15 secondes) ;
- La rupture est caractérisée par l'apparition du pic ou par l'existence d'un palier, ce qui permet d'arrêter l'essai après 4 à 5 lectures décroissantes ou stabilisées, si non, on arrête à la déformation horizontale maximale, correspondant à (1.4 cm) de déplacement ;
- Après avoir terminé l'essai, on convertit toutes les lectures obtenues sur les différents comparateurs en unités de calcul.

IV.3.7.3. Détermination des paramètres de la résistance au cisaillement

L'essai de cisaillement direct à la boîte a permis de déterminer les paramètres de la résistance au cisaillement à savoir la cohésion et l'angle de frottement interne des différents matériaux (d'après NF P 94-071-1). Les lectures obtenues sur les différents comparateurs, sont converties en unités de calcul comme suit :

- La section corrigée (cm²) :

$$S_c = L \times (L - \Delta L) \quad (\text{IV. 8})$$

Avec : L : longueur de la boîte de cisaillement, L = 60 mm.

ΔL : déplacement horizontal mm.

Ces valeurs ont été obtenues à partir des contraintes normales et de cisaillements suivants (kPa) :

$$\sigma_n = \frac{P_V}{A} \quad (\text{IV. 9})$$

$$\tau = \frac{T}{S_c} = \frac{P_h}{A} \quad (\text{IV. 10})$$

Avec : T : Force de cisaillement (daN),

P_V : Forces normales en kPa,

P_h : Forces de cisaillement en kPa,

A : Section,

σ_n : Contraintes normales.

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

Ces contraintes doivent satisfaire à l'équation de Mohr-Coulomb.

$$\tau = C + \sigma_n \tan \varphi \quad (\text{IV.11})$$

Avec : C : Cohésion en kPa.

φ : Angle de frottement interne en degrés ($^{\circ}$).

IV.3.8. Analyse par microscopie électronique à balayage « MEB »

Le microscope électronique à balayage couplé à la microanalyse des rayons X (Spectroscopie des rayons x à dispersion d'énergie : **EDAX AMETEK OCTAN PRO**) (Figs IV.42 et IV.43) est une technique puissante et de caractérisation microstructurale des matériaux et de leur composition.

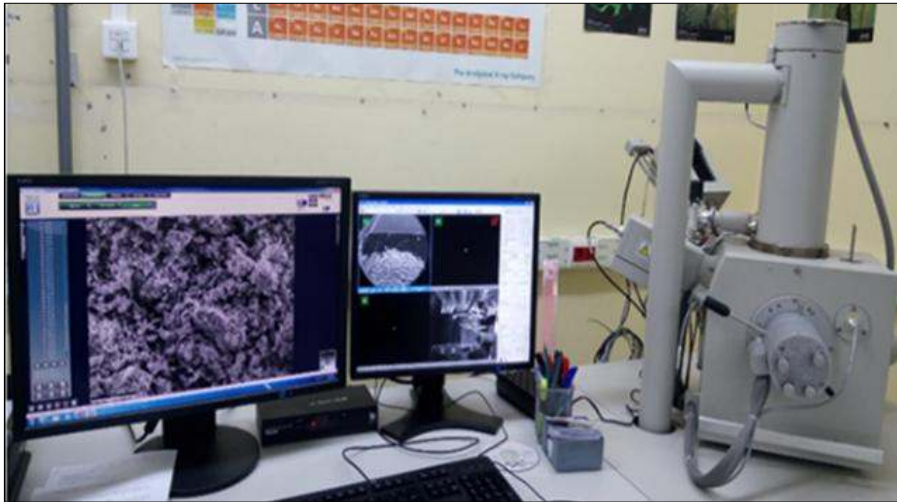


Figure. IV.42. Photo d'un MEB : Préparation image MEB

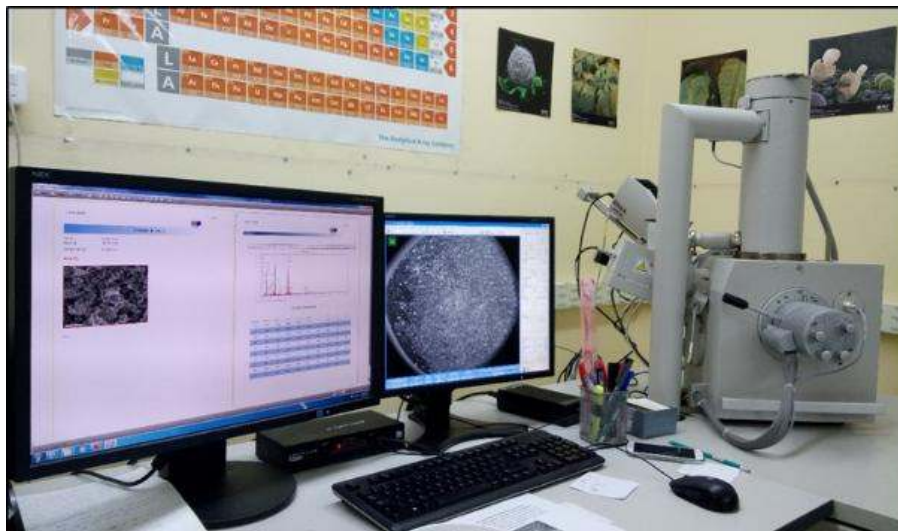


Figure IV.43. Photo d'un MEB : Préparation image EDAX

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

IV.3.8.1. Description du dispositif expérimental

Le pouvoir séparateur d'un microscope optique (son grossissement) est limité par la longueur d'onde de la lumière visible ; aucun détail de dimension supérieure à $0,2 \mu\text{m}$ ne peut être observé. Aussi l'utilisation de particules accélérées de plus courte longueur d'onde associée permet-elle d'augmenter le grossissement. Le choix d'électrons accélérés, pour produire un rayonnement de courte longueur d'onde, est déterminé par plusieurs critères :

- La masse faible de ces particules qui peuvent être accélérées et focalisées au moyen de champ électrique ou magnétique ;
- Une source d'électrons est aisée à mettre en œuvre
- les électrons sont plus facilement focalisés que les particules plus lourdes ;
- L'interaction des électrons avec la matière est plus faible que pour des particules plus lourdes.

Il existe deux types de microscopes électroniques :

- **A transmission** : ils ne permettent d'observer que des échantillons d'épaisseur suffisamment faible pour être transparents aux électrons (quelques dizaines de nanomètres).

- **A réflexion** : opère à la surface d'objets massifs.

Ces microscopes sont dits à balayage lorsque l'image est obtenue point par point (6 à 10 nm).

IV.3.8.2. Définition du « MEB »

Le microscope électronique à balayage (MEB en français et SEM en anglais pour Scanning Electron Microscope) est un instrument scientifique permettant de réaliser des images de la surface d'objet en 3 dimensions avec une très haute résolution de l'ordre du nanomètre (milliardième de mètre).

La résolution d'un instrument de grossissement est définie par la taille minimale détectable par l'œil humain sur l'image produite par cet instrument.

Ceci signifie qu'une image produite par un MEB permet de différencier distinctement deux points séparés de moins d'un nanomètre.

Depuis les années 60, le MEB est un instrument commercialisé pour les instituts de recherche dans le monde qui ont besoin de « voir » à l'échelle nanométrique. Aujourd'hui, un MEB coûte entre 150 000 euros et presque un million d'euros pour les modèles ultra perfectionnés avec les logiciels appropriés.

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

IV.3.8.3. Historique

Le microscope électronique à balayage (MEB) a été imaginé pour la première fois en Allemagne, dans les années 1930, par Knoll et Von Ardenne et développé par Zworykin, Hillier et Snyder aux Etats-Unis (1940). Mais la microscopie électronique à balayage a connu son véritable essor entre 1948 et 1965, grâce aux progrès techniques de la télévision et des détecteurs d'électrons et grâce aux recherches d'Oatley et de ses condisciples à Cambridge.

Cette nouvelle technologie a permis, du fait de sa profondeur de champ, l'observation du relief d'échantillons massifs.

IV.3.8.3.1. Travaux préliminaires

L'histoire de la microscopie à balayage découle en partie des travaux théoriques du physicien allemand Hans Busch sur la trajectoire des particules chargées dans les champs électromagnétiques. En 1926, il a démontré que de tels champs pouvaient être utilisés comme des lentilles électromagnétiques établissant ainsi les principes fondateurs de l'optique électronique géométrique. Suite à cette découverte, l'idée d'un microscope électronique prit forme et deux équipes, celle de Max Knoll et Ernst Ruska de l'Université technique de Berlin envisagèrent de tester cette possibilité. Cette course a mené à la construction en 1932, par Knoll et Ruska, du premier microscope électronique en transmission.

IV.3.8.3.2. Développement du microscope électronique à balayage

A la fin des années 1940, Charles Oatley, alors maître de conférence dans le département d'ingénierie de l'université de Cambridge au Royaume-Uni s'intéressa au domaine de l'optique électronique et décida de lancer un programme de recherche sur le microscope électronique à balayage, en complément des travaux effectués sur le microscope électronique à transmission par Ellis Cosslett, également à Cambridge dans le département de physique.

Un des étudiants de Charles Oatley, Ken Sander, commença à travailler sur une colonne pour MEB en utilisant des lentilles électrostatiques mais il dut s'interrompre un an après en raison de la maladie. C'est Dennis McMullan qui reprit ces travaux en 1948. Charles Oatley et lui-même construisirent leur premier MEB (appelé SEM1 pour Scanning Electron Microscope¹) et en 1952, cet instrument avait atteint une résolution de 50 nm mais ce qui était le plus important était qu'il rendait enfin ce stupéfiant effet de relief, caractéristique des MEB modernes.

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

En 1960, l'invention d'un nouveau détecteur par Thomas Eugene Everhart et RFM Thornley va accélérer le développement du microscope électronique à balayage : détecteur Everhart-Thornley. Extrêmement efficace pour collecter les électrons secondaires ainsi que les électrons rétrodiffusés, ce détecteur va devenir très populaire et se retrouver sur presque chaque MEB.

Les travaux menés dans les années 1960 dans le laboratoire de Charles Oatley à l'université de Cambridge ont grandement contribué au développement de la MEB, et ont conduit en 1965 à la commercialisation par Cambridge Instrument Co. des premiers microscopes à balayage. Aujourd'hui, la microscopie électronique à balayage est utilisée dans des domaines allant de la biologie à la science des matériaux, et un grand nombre de constructeurs proposent des appareils de série équipés de détecteurs d'électrons secondaires et dont la résolution se situe entre 0,4 et 20 nanomètres.

IV.3.8.4. Principe d'un MEB

Vous avez sans doute déjà vu de jolies images noir et blanc en trois dimensions (Fig IV.44) prises à l'aide d'un microscope électronique à balayage mais comment fonctionne cet instrument ?

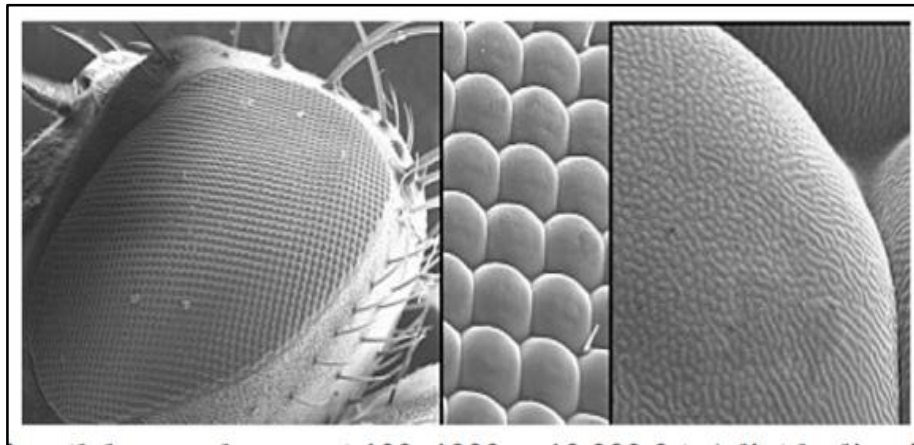


Figure IV.44. Un œil de mouche grossi 100, 1000 et 10 000 fois à l'aide d'un MEB

Le MEB n'utilise plus de la lumière comme vecteur pour « voir » mais un faisceau d'électrons comme son nom le laisse suggérer car la longueur d'onde des faisceaux d'électron est beaucoup plus petite que celle des photons. De plus, le rayon d'un faisceau d'électron peut avoisiner le nanomètre.

Les MEB ont une résolution (capacité à distinguer des détails fins) qui se situe entre 0.4 et 20 nm (soit 500 fois plus que le meilleur microscope optique réalisé).

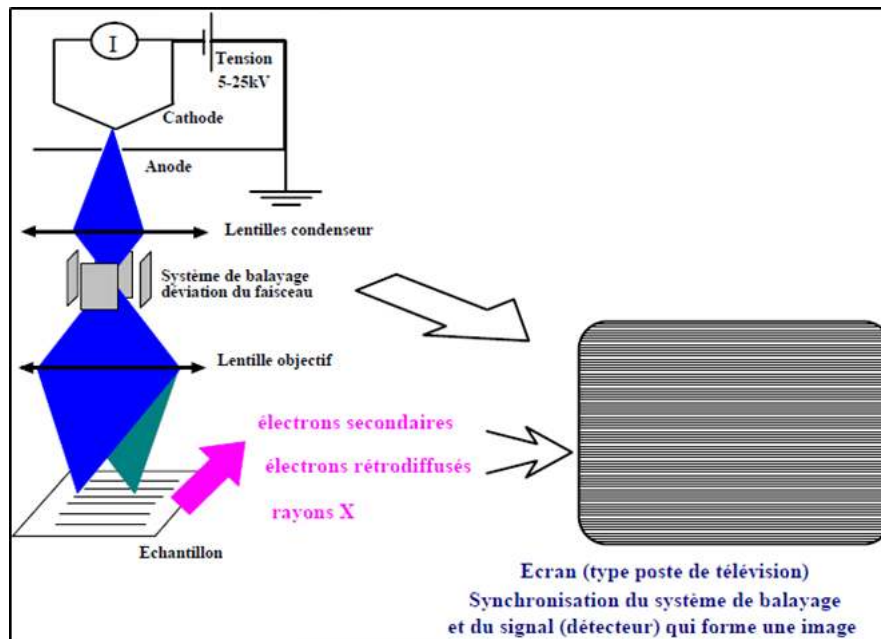


Figure IV.45. Principe du balayage

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. (Fig IV.45)

Sa grande commodité d'utilisation, sa souplesse pour visualiser des champs d'extension très variables sur des échantillons massifs, l'étendue de sa profondeur de champ font du MEB un outil indispensable dans l'exploration du monde microscopique.

Le fonctionnement du microscope est basé sur l'émission d'électrons produits par une cathode et la détection de signaux provenant de l'interaction de ces électrons avec l'échantillon. Ces électrons qui irradient la surface de l'échantillon pénètrent profondément dans le matériau et affectent un volume appelé "poire d'interaction". Le volume de cette poire dépend du numéro atomique moyen de l'échantillon et de l'énergie des électrons incidents.

Dans ce volume d'interaction, les électrons du faisceau vont perdre leur énergie par collisions multiples avec les atomes du matériau générant ainsi de nombreux phénomènes secondaires :

- Réémission d'électrons et de photons ;
- Absorption d'électrons ;
- Courants induits ;

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

- Potentiels électriques ;
- Elévation de température locale ;
- Vibration du réseau.

IV.3.8.5. Préparation des échantillons

L'échantillon, placé dans la chambre du microscope, reçoit un flux d'électrons très important. Si les électrons ne sont pas écoulés, ils donnent lieu à des phénomènes de charge induisant des déplacements d'images ou des zébrures sur l'image dues à des décharges soudaines de la surface. Si la surface est conductrice, les charges électriques sont écoulées par l'intermédiaire du porte-objet. L'observation d'échantillons électriquement isolants se fait grâce à un dépôt préalable (évaporation, pulvérisation cathodique) d'une fine couche conductrice d'or ou de carbone transparente aux électrons. On distingue deux types d'échantillons :

- Un objet massif de petite taille peut être introduit dans la chambre du microscope, à condition bien sûr qu'il soit conducteur car il est inimaginable de métalliser une pièce de collection
- Un prélèvement effectué sans pollution, poli et nettoyé.

La qualité des images obtenues en microscopie électronique à balayage dépend grandement de la qualité de l'échantillon analysé. Idéalement, celui-ci doit être absolument propre, si possible plat et doit conduire l'électricité afin de pouvoir évacuer les électrons. Il doit également être de dimensions relativement modestes, de l'ordre de 1 à 2 cm. Toutes ces conditions imposent donc un travail préalable de découpe et de polissage.

IV.3.9. Analyse par diffraction des rayons X (DRX)

Le diffractomètre aux rayons X a été utilisé dans cette analyse afin de déterminer les différentes proportions de minéraux constituant l'échantillon (Rouessac et al., 1998).

Les résultats de l'analyse minéralogique au DRX sont présentés sous formes des diagrammes. Les analyses par DRX sont effectuées au centre de recherche scientifique et technique en analyses physico-chimiques (CRAPC-Expertise) de la région de Tipasa de Alger à l'aide d'un diffractomètre X'PERT PRO MRD Système overview couplé à un système informatique, comme le montre sur la figure IV.46.

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

IV.3.9.1. Définition

La diffraction des rayons x (DRX) permet d'étudier la cristallinité d'un matériau, sa structure et sa composition cristallographiques et de déterminer la taille moyenne des domaines de diffraction cohérents ou cristallites. L'interaction entre des rayons X et un matériau solide donné provoque un déplacement du nuage électronique des électrons autour du noyau des atomes et un rayonnement de même longueur d'onde que l'onde incidente est émis.



Figure IV.46. Photo de l'appareille de diffractomètre X'PERT PRO MRD

IV.3.9.2. Principe

Les rayons X sont diffusés sans perte d'énergie par des particules de la matière chargée électriquement et principalement, par les électrons. Dans les solides cristallins, où les particules sont disposées de façon périodique, la quantité de rayonnement diffusé n'est importante que dans les directions pour lesquelles les rayons diffusés sont en phase. On dit alors qu'il y a diffraction.

L'observation d'un rayonnement diffracté est donc soumise à des conditions relatives à l'existence d'interférences constructives ou cohérentes. La loi de Bragg établit la condition essentielle à la diffraction, à savoir :

$$\lambda_n = 2 \times d \times \sin\theta \quad (\text{IV. 12})$$

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

Avec :

n : Ordre de la diffraction (entier) ;

λ : Est la longueur d'onde de la source ;

θ : L'angle entre le faisceau incident et le réseau de plans, il dépend que du réseau du cristal ;

d : L'espacement inter réticulaire entre deux plans parallèles successifs du réseau cristallin.

Pour une source émettrice de rayons X, le balayage selon un angle d'incidence (θ) d'une préparation représentative d'un échantillon permet d'accéder à tout l'espacement réticulaire d de l'échantillon. Deux rayons diffusés par un cristal sont en phase et s'additionnent si la différence entre leurs chemins parcourus au sein du cristal est égale à n fois ($n =$ nombre entier) leur longueur d'onde. Les équidistances des différentes familles de plans caractéristiques du matériau analysé. Les imperfections de la périodicité peuvent cependant limiter l'étendue des domaines diffractants en phase. Le domaine au sein duquel la périodicité est conservée est appelé domaine cohérent.

IV.3.9.3. Avantages et limites

IV.3.9.3.1. Avantage : C'est une technique totalement non-destructive de l'échantillon. En cas de nécessité, l'échantillon peut être analysé plusieurs années après sa préparation. Les étalons de référence restent les mêmes dans le temps, ce qui assure une reproductibilité de l'analyse.

IV.3.9.3.2. Limite : Les éléments de numéro atomique inférieur à celui du carbone ne peuvent pas être analysés par DRX.

IV.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différents essais effectués dans cette étude telle que les essais caractérisent la nature des sols : La granulométrie est réalisée par analyse granulométrique par tamisage et par sédimentométrie, la mesure d'argilosité est réalisée soit par la mesure des limites d'Atterberg et soit par la mesure de l'équivalent de sable, la dispositif permet caractérise le comportement du sol au compactage, on recourt le plus souvent à l'essai Proctor normal, dont nous avons préféré donner une petite définition suivie de la norme qui s'y rapporte, car ils sont bien connus par les lecteurs géotechniciens,

CHAPITRE IV : Matériaux, matériels et essais

Par contre les essais utilisés pour déterminent le comportement mécanique du sol dont les essais principal, soit sous une contrainte d'inondation de 200 kPa, il s'agit de l'essai oedométrique, soit sous les contraintes verticales et horizontales, est réalisé par l'essai de cisaillement rectiligne à la boîte. La microstructure à balayage (MEB) et de faire la diffraction des rayons X (ou des neutrons), deux essais déterminent la composition élémentaire, la structure cristalline et, par-là, d'analyser quantitativement la composition minéralogique, nous avons essayé de donner quelques détails concernant le principe puis la façon d'exécuter ces essais.

CHAPITRE V

ANALYSE ET

INTERPRETATION DES

RESULTATS OBTENUS

CHAPITRE V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

V.1. Introduction

Le sol est généralement composé de trois phases de nature différente (solide, air et eau). Son comportement mécanique repose principalement sur les interactions interparticules ainsi que sur l'action physique et chimique de l'eau et de l'air sur ces particules. Les sols non grossiers sont le plus souvent constitués d'un mélange de particules de différentes tailles (des argiles et limons micrométriques aux grains millimétriques contenues dans les sables). Les vides sont le plus souvent remplis soit d'eau, soit d'air à la fois (sols non saturés).

La classification géotechnique des sols est basée principalement sur la texture (granulométrie et argilosité). Celle-ci peut rendre compte, d'une façon directe, de l'arrangement et des proportions des principales classes granulométriques qui composent le sol à savoir l'argile (phyllosilicates) et le sable (quartz) (Holtz et al., 1991). La granulométrie s'applique notamment pour déterminer des paramètres tels que le diamètre maximal des grains d_{max} , le coefficient d'uniformité C_u et le pourcentage de fines (grains dont le diamètre est inférieurs à 80 μm). L'argilosité qui est une caractéristique exclusive de la fraction fine consiste à déterminer les caractéristiques de plasticité I_p . Ensuite, on passera à l'étude de la compactibilité des différents mélanges (bentonite-ciment) utilisés.

Les propriétés d'affaissement et le comportement des échantillons avec une référence particulière à leur réponse à l'inondation sous différents niveaux de contrainte sont étudiés. La méthode ayant été utilisée avec succès pour déterminer les paramètres d'affaissement : L'odomètre simple, des résultats similaires sont obtenus en utilisant cette technique.

Dans ce chapitre, les résultats du travail expérimental sont discutés. Le mécanisme de l'affaissement de sol témoin a donc été étudié.

V.2. Résultats et discussion

V.2.1. Granulométrie du sable

La courbe granulométrique représentée sur la figure V.1. Les caractéristiques géotechniques sont présentées dans le tableau V.1.

CHAPITRE V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

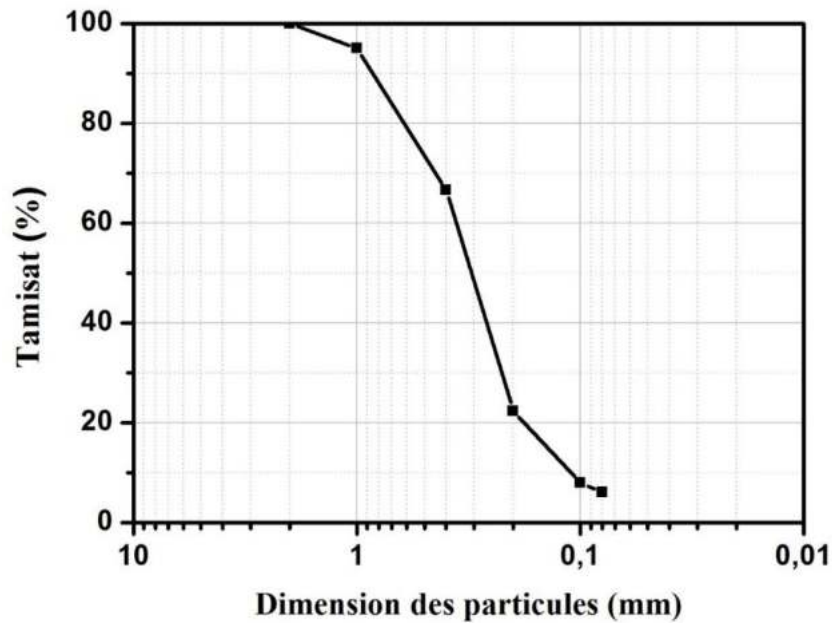


Figure V.1. Courbe granulométrique du sable

Tableau V.1. Caractéristiques géotechniques de sable

Coefficient d'uniformité C_u	2.78
Coefficient de courbure C_c	1.05
Equivalent de sable E_s (%)	74.01
Densité spécifique G_s	2,66
Granulométrie (%) < 0.08 mm	6.00

D'après le Tableau V.2, il en ressort que le coefficient d'uniformité (> 2) et de courbure (≤ 1), montre une granulométrie étalé. On note un $E_s < 65$ %, donc l'échantillon est sableux légèrement argileux.

Tableau V.2. Qualificatif de la granularité

Division granulométrique	Qualificatif	C_u	C_c
Grave	Bien graduée	$C_u > 4$	$C_c \leq 1$
Sol fin	Bien graduée	$C_u > 2$	$C_c \leq 1$

V.2.2. Granulométrie du kaolin

La courbe granulométrique de la particule fine représentée sur la figure V.2 montre qu'elle est constituée par des éléments fins. Les caractéristiques géotechniques présentées dans le tableau V.3. Sa composition chimique est donnée dans le tableau V.4.

CHAPITRE V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

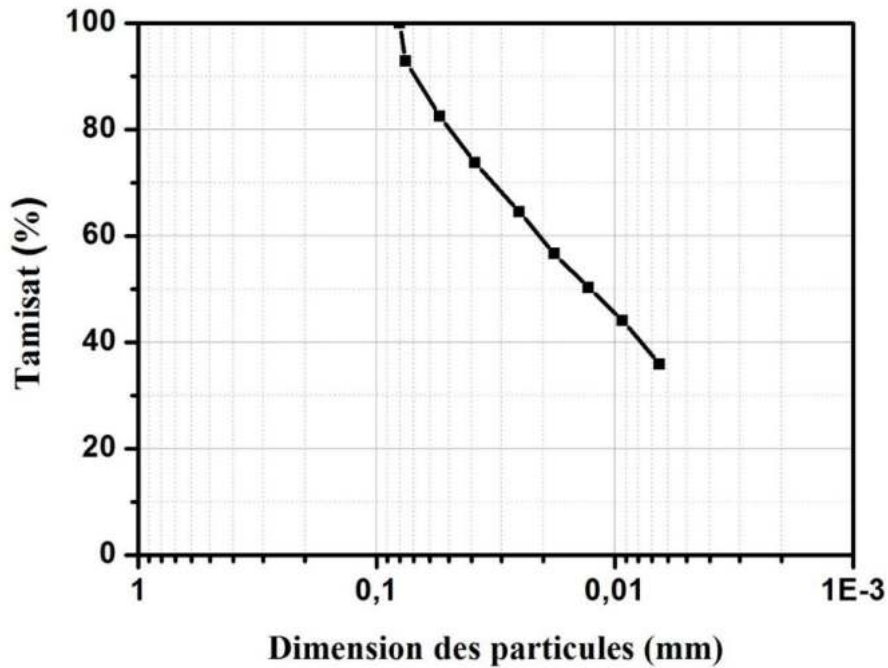


Figure V.2. Courbe granulométrique du kaolin

Tableau V.3. Caractéristiques géotechniques de la particule fine

Limite de liquidité W_l (%)	48.52
Limite de plasticité W_p (%)	33.82
Densité spécifique G_s	2,70
Pourcentage des particules fines (%) $< 2 \mu\text{m}$	12.00
L'activité A_c (%)	1.2

Tableau V.4. Caractéristiques chimiques du kaolin

Els	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	TiO ₂	CaO	MgO	K ₂ O	Na ₂ O	SO ₃	P ₂ O ₅	PF
%	71.75	17.09	1.25	0.39	0.14	0.28	4.68	0.17	0.06	0.05	4.13

D'après les résultats, montre que cet échantillon est argile peu plastique, sa situation représentée sur l'abaque de Casagrande (Fig V.3).

CHAPITRE V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

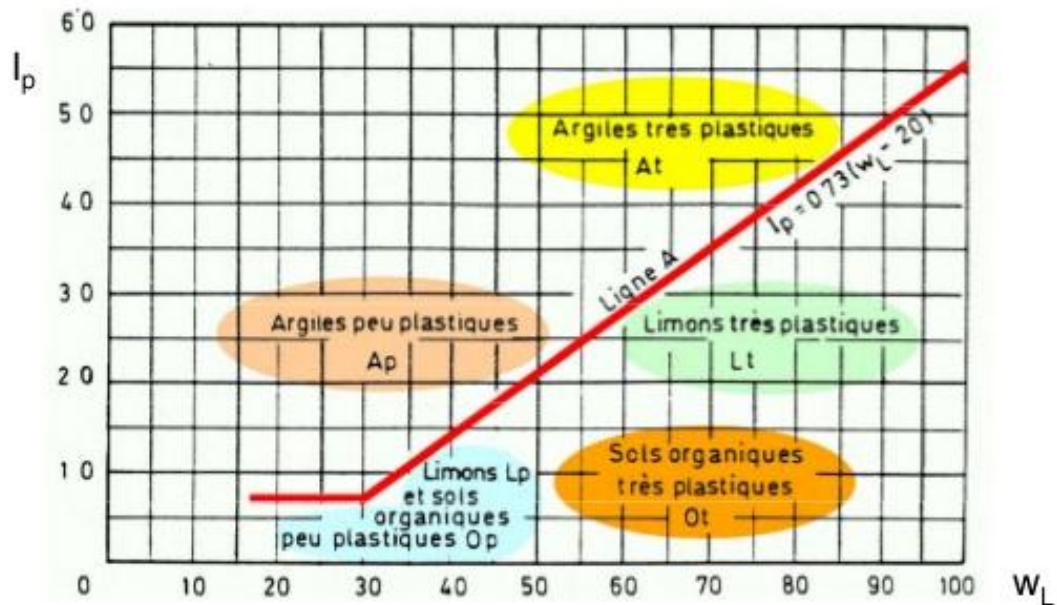


Figure V.3. Abaque de Casagrande

V.2.3. Caractérisation de la bentonite

Les caractéristiques géotechniques sont représentées sur le tableau V.5, on constate tout d'abord une indice de gonflement très élevée, la bentonite peut également être caractérisée par une plasticité très importante. C'est une conséquence probable d'une teneur en montmorillonite élevée (82 %). En effet, de sa capacité de rétention d'eau.

Tableau V.5. Caractéristiques géotechniques de la bentonite

Surface Spécifique SSA (m^2/g)	872
Masse Volumique (G_s)	2.72
Indice de Gonflement W_r (cm^3/g)	35.00
Absorption d'Eau à la Plaque AEP (%)	885
Valeur au Bleu Méthylène VBM	29.41
pH	9.90
Limite de Liquidité W_l (%)	207.69
Indice de Plasticité I_p (%)	117.54

Sa composition chimique est donnée dans le tableau V.6. Et les caractéristiques des éléments chimiques présentés dans le tableau V.7.

Tableau V.6. Caractéristiques chimiques de la bentonite

Elts	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	K ₂ O	Na ₂ O	SO ₃	TiO ₂	Rb ₂ O
%	58.455	17.143	4.589	1.078	4.364	5.512	7.532	0.221	0.314	0.107

CHAPITRE V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

Tableau V.7. Caractéristiques des éléments chimiques de la bentonite

Elts	O	Na	Mg	Al	Si	P	S	Cl	K	Ca	Ti	Fe
%	45.2	5.59	2.63	14.4	22.6	0.042	0.0886	0.555	4.58	0.77	0.188	3.21

V.2.4. Caractérisation du ciment

Les caractéristiques géotechniques sont représentées sur le tableau V.8. Sa composition physico-chimiques sont donnée dans le tableau V.9.

Tableau V.8. Caractéristiques géotechniques du ciment

Poids spécifique G_s (g/cm^3)	3.04
Consistance normale CN (% H_2O)	27.44
Expansion à Chaud EC (mm)	0.69
Retrait R ($\mu\text{m/m}$)	417
Refus sur tamis 45 μm RT (%)	12.42
Gonflement ($\mu\text{m/m}$)	0.00
Résistance à la compression à 28 jours R_c (MPa)	44.07

Tableau V.9. Caractéristiques physico-chimiques du ciment

Elts	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	K_2O	Na_2O	SO_3	Cl^-	PAF 1000 °C	CaO Libre	Résidus insolubles
%	24.83	4.79	3.43	56.31	1.33	1.05	0.44	2.70	0.018	4.86	0.89	8.07

V.2.5. Granulométrie du sol témoin (SNT)

Les essais ont été menés sur un sol reconstitué (75% sable+25% kaolin), pour lesquels l'application des différents critères d'effondrement rapportés par plusieurs auteurs montre que ce sol est affaissable (Ayadat et al., 1998 ; Olabaria 2003 ; Abbeche et al., 2010).

La courbe granulométrique représentée sur la figure V.4 on peut classer (SNT) comme un sol limoneux argileux. Le coefficient d'uniformité est élevé, la granulométrie est étalée.

CHAPITRE V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

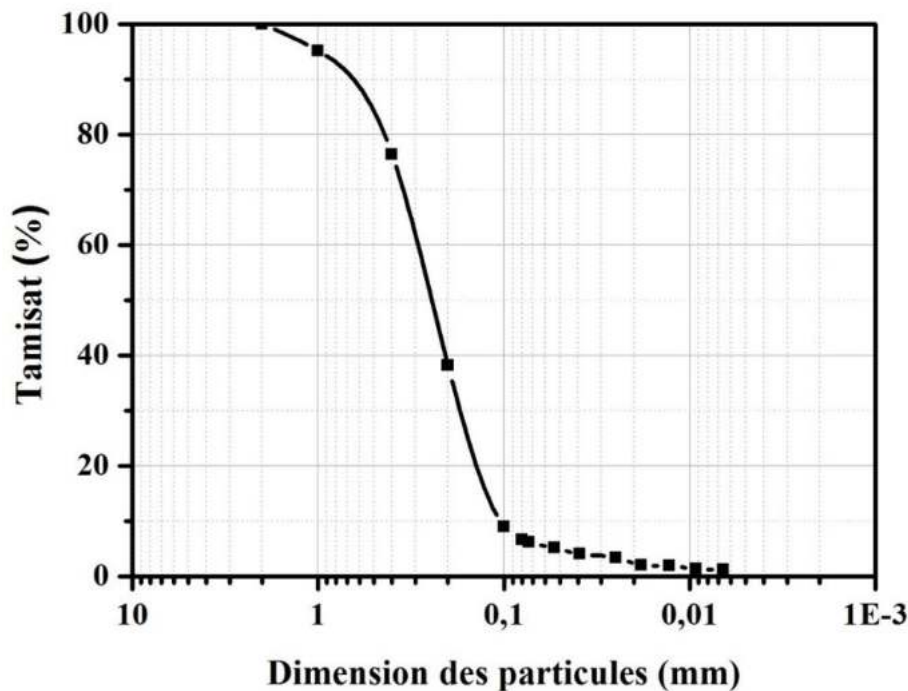


Figure V.4. Courbe granulométrique de sol reconstitué (SNT)

Les caractéristiques géotechniques du même sol sont données dans le tableau V.10, montre que cet échantillon est limon moyennement plastique, sa situation représentée sur l'abaque de Casagrande (Fig V.3).

Tableau V.10. Caractéristiques géotechniques de sol reconstitué

Coefficient d'uniformité C_u	2.81
Coefficient de courbure C_c	1,05
Limite de liquidité W_L (%)	21.64
Limite de plasticité W_p (%)	16.79
Equivalent de sable E_s (%)	65.93
Densité spécifique G_s	2,65
Densité sèche $\gamma_{d\max}$ (t/m^3)	1.90
Teneur en eau optimale W_{opt} (%)	10.42
Granulométrie (%) < 0.08 mm	8.85

V.3. Influence du mélange (bentonite-ciment) sur les limites d'Atterberg

D'après le tableau V.11, on constate que la limite de liquidité du sol traité augmente par rapport au sol témoin ainsi que, la limite de plasticité, ce qui justifie l'effet du traitement sur les limites de consistance.

Donc l'efficacité de ces traitements illustre le phénomène d'adsorption de la bentonite d'une part et le durcissement du ciment d'autre part. L'augmentation de la quantité de ciment

CHAPITRE V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

requiert plus d'eau pour dissocier la portlandite et pour produire des cations Ca^{+2} nécessaires aux réactions d'échange cationique (Younoussa et al., 2008). La réduction de la bentonite est due au fait que l'ajout du ciment crée l'agrégation des particules et de ce fait génère un plus grand volume. Cela entraîne une modification de la distribution de la taille des pores (Touzouti et al., 2012).

La limite de plasticité de la montmorillonite augmente avec l'ajout du ciment jusqu'à 8% puis commence à décroître, on conclut que l'ajout du traitement à un sol témoin fait augmenter la limite de consistance (Boutarfa et al., 2012).

Tableau V.11. Caractéristiques géotechniques des sols

Sols	W_l (%)	W_p (%)
SNT	21.64	16.79
SNT+ (10%B+2%C)	32.49	24.59
SNT+ (8%B+4%C)	32.20	25.49
SNT+ (6%B+6%C)	32.05	25.61
SNT+ (4%B+8%C)	25.32	21.12
SNT+ (2%B+10%C)	23.32	19.50

V.4. Influence du mélange (bentonite-ciment) sur les essais Proctor

L'essai permet de déterminer les caractéristiques optimales de compactage d'un matériau est l'essai Proctor. Cet essai consiste à déterminer, pour une énergie de compactage donnée, la teneur en eau (w) à laquelle le matériau doit être compacté pour que sa masse volumique (γ_d) soit maximale.

La figure V.5, montre que la teneur en eau optimale croît tandis que la densité sèche maximale décroît avec l'ajout du mélange bentonite-ciment. L'augmentation de la teneur en eau optimale est due à la forte demande en eau après l'ajout de la quantité de bentonite, ce qui augmente l'absorption de molécules d'eau par l'argile, facilité par les surfaces argileuses chargées négativement et la grande surface spécifique des minéraux argileux. La diminution de la densité sèche maximale s'explique l'ajout du ciment qui provoque l'agglomération des particules du sol qui occupent alors de grands volumes. Cela entraîne une modification de la distribution de la taille des particules.

CHAPITRE V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

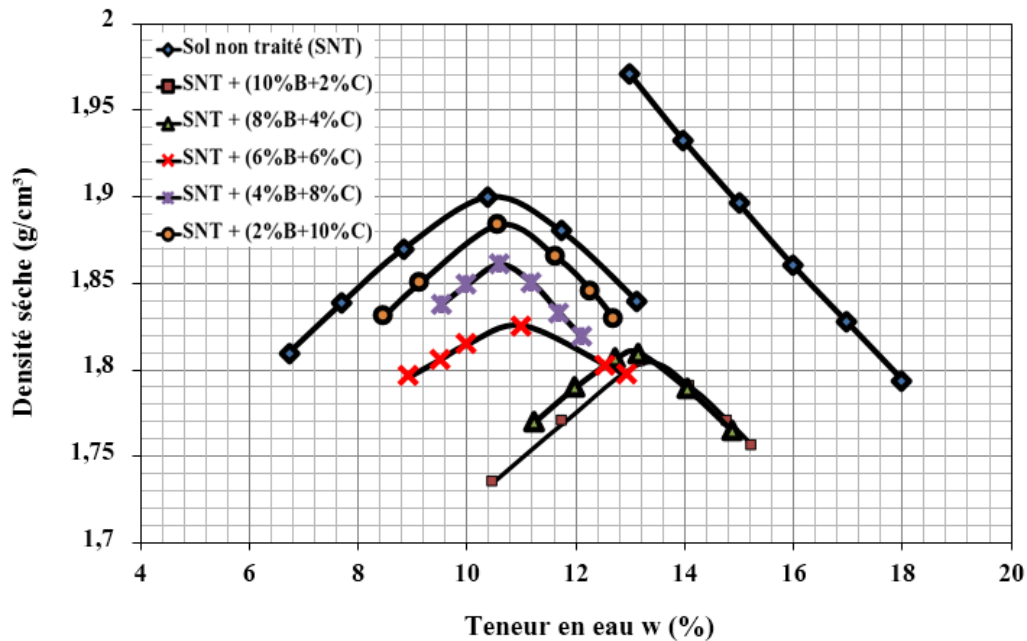


Figure V.5. Courbe Proctor des différents sols traités et non traités

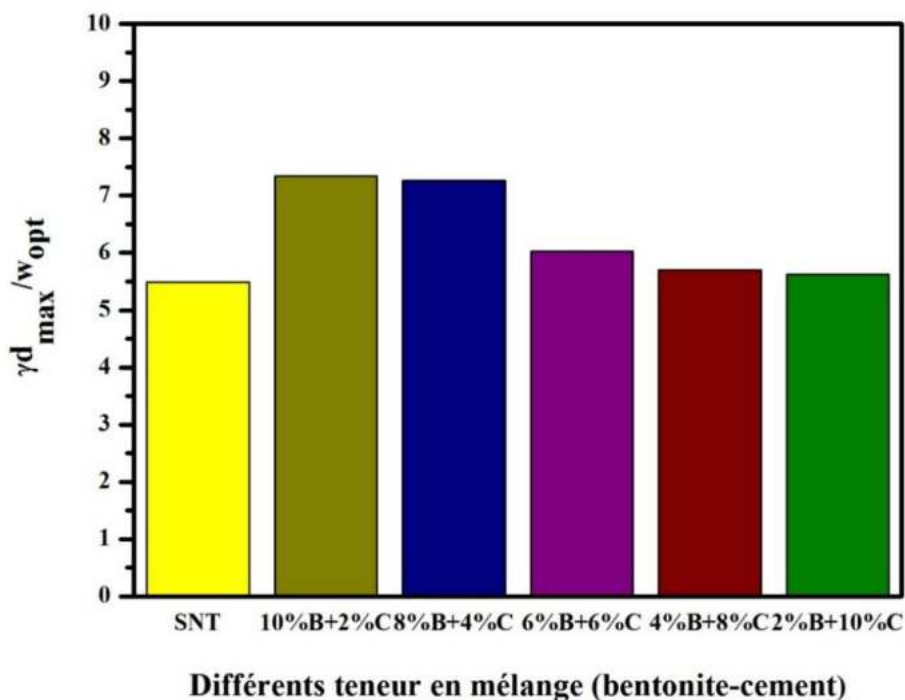


Figure V.6. Variation $\left(\frac{\gamma_{d_{max}}}{w_{opt}}\right)$ en fonction de la teneur en mélange (bentonite-ciment)

Les courbes Proctor des différents matériaux non traités et traité par le mélange (bentonite-ciment) sont présentés dans les figures V.7 à V.12, présente une masse volumique sèche maximale de $1,90 \text{ t/m}^3$ et a une teneur en eau optimale située a environ 10%.

CHAPITRE V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

Après traitement, on note un déplacement de l'optimum Proctor vers une masse volumique sèche maximale de (1.804 à 1.884 t/m³) équivalent les différents dosages en ciment (2 à 10 %), et une teneur en eau optimale de l'ordre de (13 à 10 %) avec un dosage de bentonite (10 à 2 %), concernant le déplacement de la courbe de compactage, d'une part, elle serait liée à des limites de liquidité élevée de la bentonite (supérieure à 200 %) et aux fortes teneurs en matière hydraulique (44 MPa).

Ces courbes sont accompagnées du tableau V.12 qui présente les valeurs optimales de compacité des matériaux traités par le mélange (bentonite-ciment).

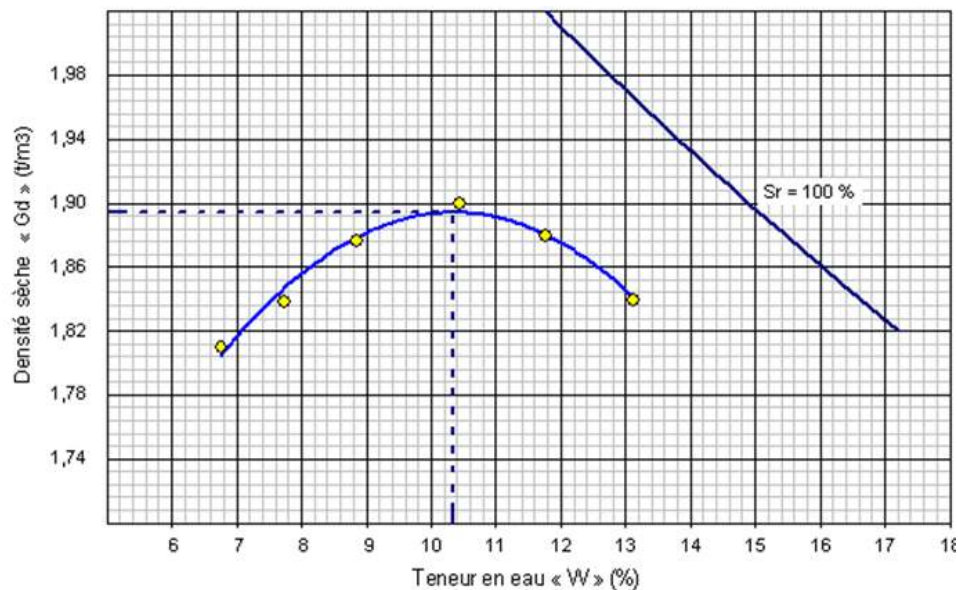


Figure V.7. Courbe Proctor de sol reconstitué (SNT)

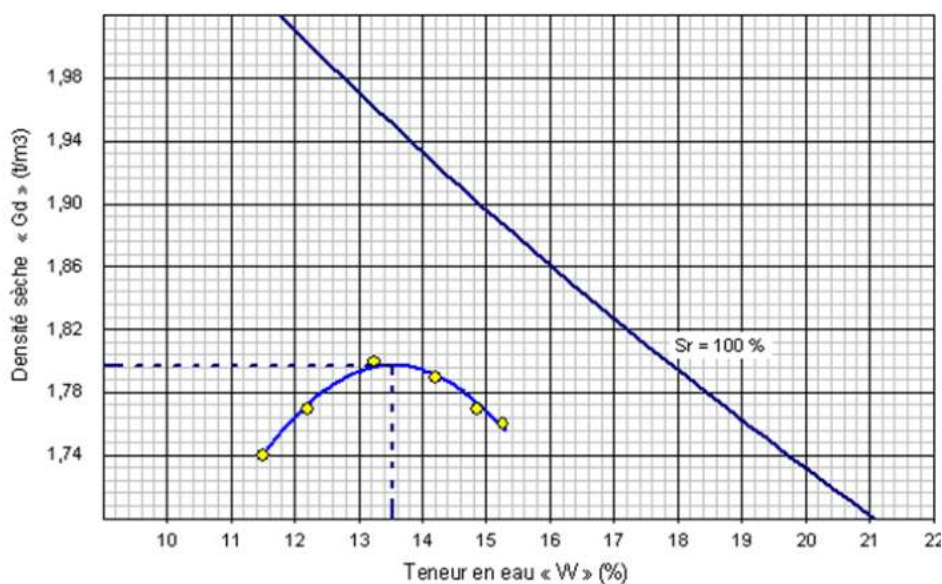


Figure V.8. Courbe Proctor du sol traité par le mélange (10 % Bentonite+2 % Ciment)

CHAPITRE V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

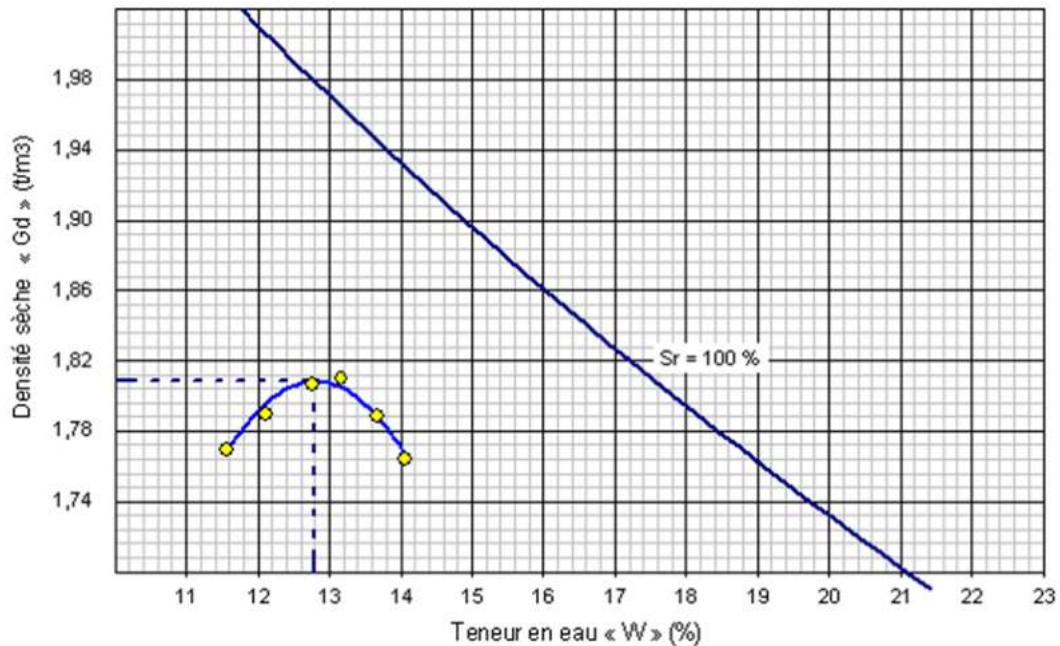


Figure V.9. Courbe Proctor de sol traité par le mélange (8 % Bentonite+4 % Ciment)

L'ajout d'une certaine proportion de mélange (bentonite-ciment) dans un sol témoin modifie les conditions optimales de compressibilité. L'ajout des proportions de ciment Portland de (2 à 10 %) idem l'inverse le dosage de la bentonite de (10 à 2 %).

L'augmentation de la proportion de ciment provoque une diminution de la masse volumique sèche maximale obtenue à l'optimum Proctor. Il ce phénomène peut être expliqué par la floculation des argiles en présence de ciment Portland.

Cette diminution est accompagnée d'une augmentation de la teneur en eau optimale de compactage il montre que l'augmentation de la proportion de bentonite, dues à la haute teneur en montmorillonite, ce qui augmente l'absorption de molécules d'eau par l'argile, facilité par les surface argileuses chargées négativement et la grande surface spécifique des minéraux argileux. (Fig V.6)

CHAPITRE V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

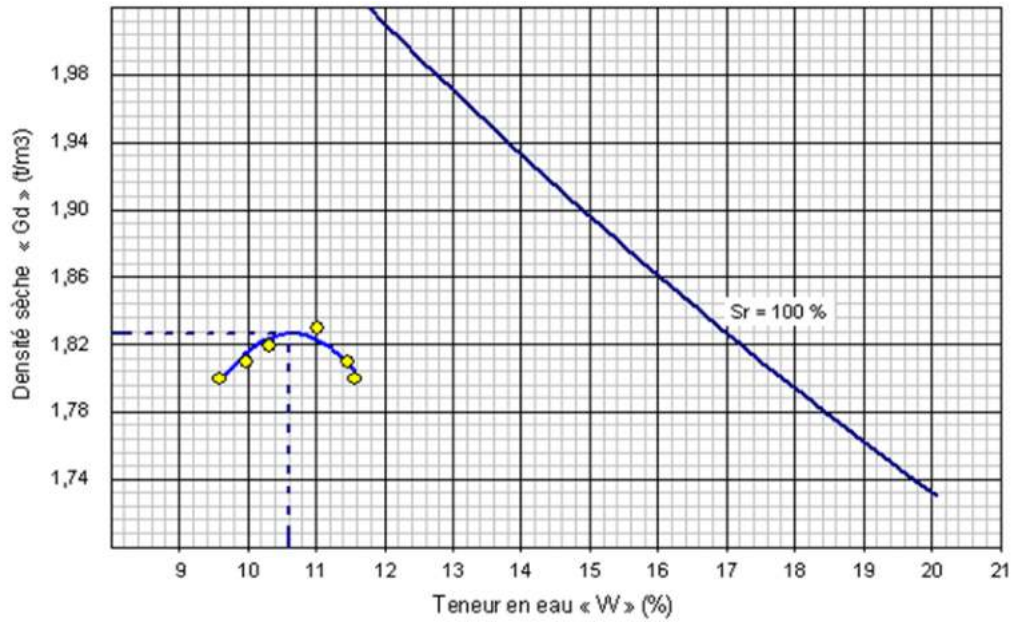


Figure V.10. Courbe Proctor de sol traité par le mélange (6 % Bentonite+6 % Ciment)

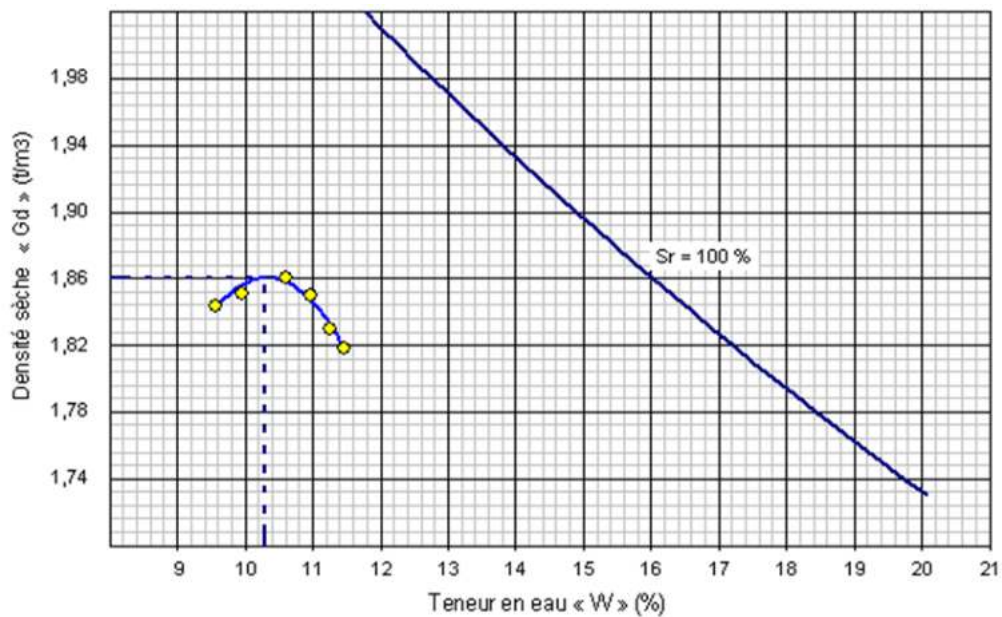


Figure V.11. Courbe Proctor de sol traité par le mélange (4 % Bentonite+8 % Ciment)

La relation entre la densité sèche et la teneur en eau du sol traité est modifiée, comme effet de l'ajout de mélange (bentonite-ciment). Le changement reflète la nouvelle nature du sol qui est marquée par une augmentation de la teneur en eau optimale et une diminution de la densité sèche maximale. Les cinq figures illustrent bien ce phénomène.

CHAPITRE V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

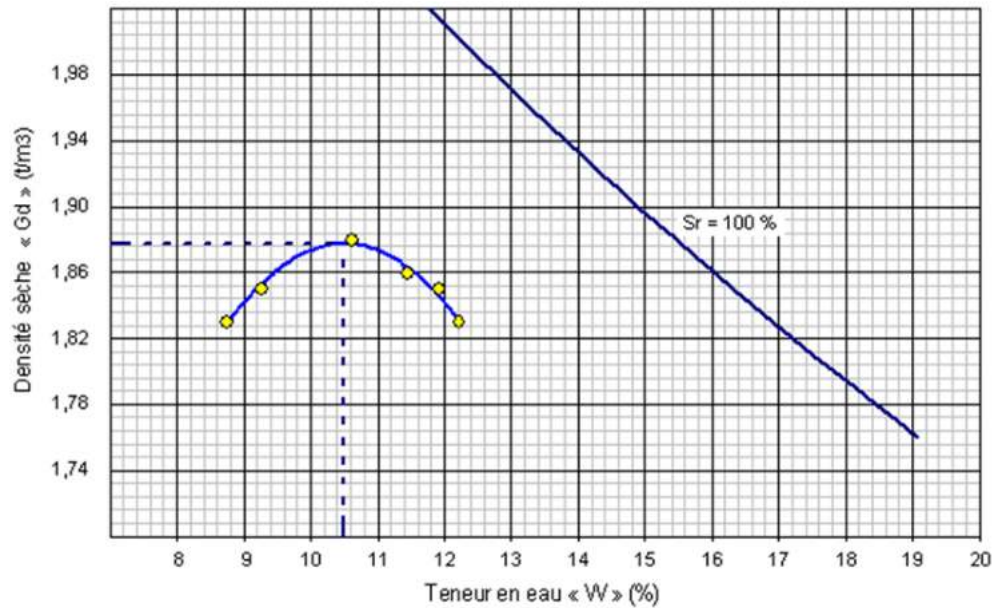


Figure V.12. Courbe Proctor de sol traité par le mélange (2 % Bentonite+10 % Ciment)

Tableau V.12. Caractéristiques géotechniques des sols

Sols	W_{opn} (%)	γd_{max} (t/m ³)
SNT	10.425	1.900
SNT+ (10%B+2%C)	13.235	1.804
SNT+ (8%B+4%C)	13.154	1.810
SNT+ (6%B+6%C)	11.015	1.826
SNT+ (4%B+8%C)	10.606	1.861
SNT+ (2%B+10%C)	10.602	1.884

V.5. Essais d'effondrement à l'oedomètre

V.5.1. Cas sol non traité

Les essais expérimentaux réalisés sur les échantillons compactés à différentes nombre de coups (30, 50 et 70) et à différentes teneurs en eau (4, 6 et 8 %) ont donné les résultats rapportés sur les graphiques A, B et C (Figs V.13, V.14 et V.15). A l'OPN, l'effondrement enregistré est inférieur à 1 % donc dans ces conditions le sol est non effondrable. En diminuant le nombre de coups de 70 à 50 et 30, des potentiels d'effondrement plus grands sont obtenus.

Dans l'étude paramétrique qui est suivi et afin d'étudier l'influence de la teneur en eau initiale sur le potentiel d'effondrement en fonction d'un nombre de coups donnée on a obtenu les résultats ci-après d'où on peut tirer les enseignements suivants :

CHAPITRE V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

- le potentiel d'effondrement diminue avec l'augmentation de la densité sèche appliquée.
- On obtient le plus fort taux d'effondrement pour une densité de 30 coups et une teneur en eau de 4 %, ce taux d'effondrement est de 17.21 %. Ceci s'explique par le fait que la structure du sol est ouverte : elle possède un important indice des vides initial.
- On peut expliquer ce phénomène par le mécanisme qui se produit après inondation (à la charge de 200 kPa), la succion est devenue nulle par conséquent la cohésion apparente a disparu diminuant ainsi les forces de cisaillements.
- Du fait du mouillage, l'effet de liaison des agents de cimentation disparaît (par exemple CaCO_3 présent dans le matériau).
- Quand on augmente le nombre de coups, on obtient un effondrement nettement moins important. Cette augmentation du nombre de coups a pour effet la réduction de l'espace poral ce qui permet à la structure d'être plus stable.

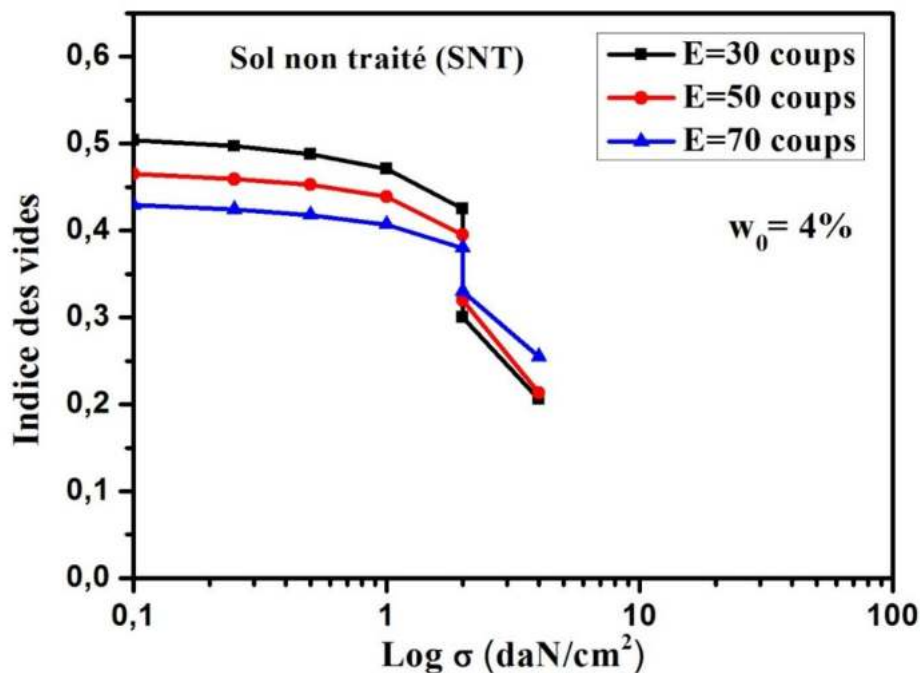


Figure V.13. Courbes d'effondrement du sol non traité (SNT), pour ($w_0 = 4\%$)

CHAPITRE V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

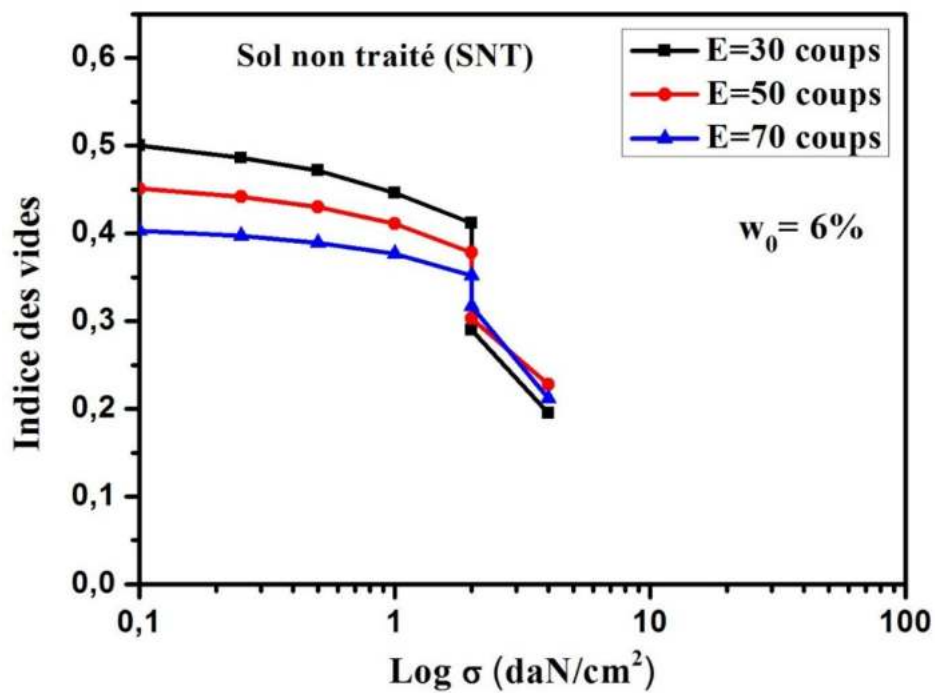


Figure V.14. Courbes d'effondrement du sol non traité (SNT), pour ($w_0 = 6\%$)

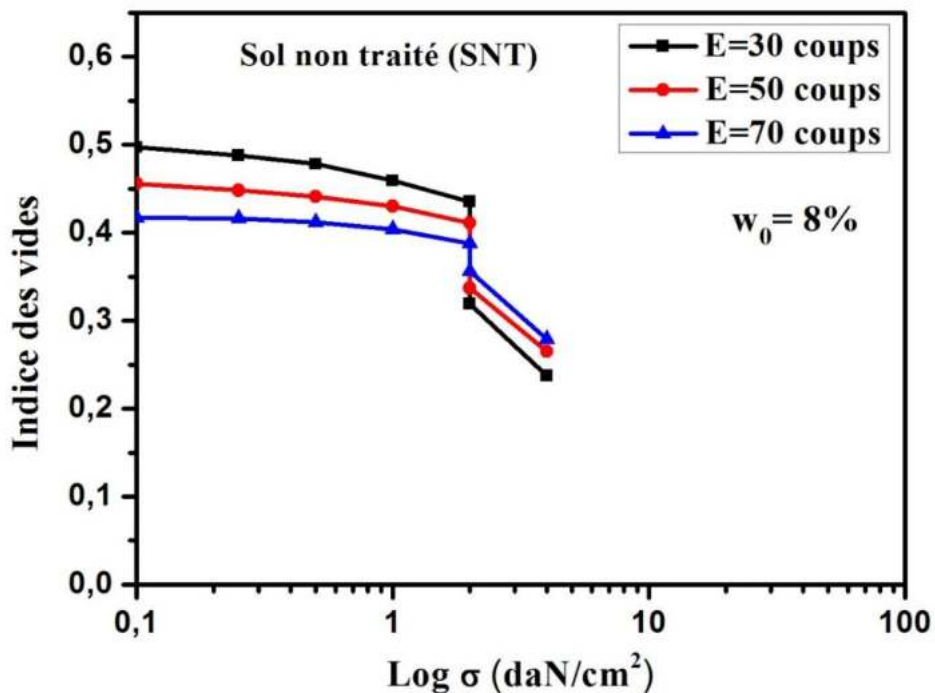


Figure V.15. Courbes d'effondrement du sol non traité (SNT), pour ($w_0 = 8\%$)

En calculant le potentiel d'effondrement C_P (%) pour chaque cas on obtient ce qui suit (tableau V.14). Ces résultats sont comparés à la classification de Knight (1963). Rappelons

CHAPITRE V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

que le potentiel d'effondrement (tassement) C_p en (%) se calcule de la manière suivante (Cui et al., 2001) :

$$C_p = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \times 100 \% \quad (V.1)$$

Avec : Δe : Variation de l'indice des vides avant et après effondrement

$$(\Delta e = (e_1 (200 \text{ kPa}) - e_2 (200 \text{ kPa, inondé})))$$

e_0 : Indice des vides initial.

ΔH : Variation de la hauteur du tassement avant et après effondrement.

H_0 : Hauteur initiale de l'échantillon.

V.5.1.1. Influence de l'état initial

V.5.1.1.1. Etude de l'influence d'énergie du compactage sur le potentiel d'affaissement C_p

La décroissance de l'affaissement est d'autant plus marquée que l'énergie de compactage augmente avec différents teneur en eau $w_0 = 4, 6$ et 8% ces résultats corroborent avec plusieurs auteurs (Ayadat et al., 1995, 1998 ; Abbeche et al., 2010 ; Bahloul et al., 2014). (Figs V.16, V.17 et V.18)

On note aussi que l'augmentation du potentiel d'affaissement pour une énergie de compactage correspondant à 30 coups (Fig V.16) pour le sol étudié présente une structure lâche avec beaucoup de vides, ce qui facilite la migration des particules fines d'un niveau à un autre (Bahloul et al., 2014).

Réciproquement, le compactage à 70 coups (Fig V.18) rend le sol relativement dense et la destruction des liaisons inter granulaires et le mouvement des particules fines deviennent lent.

CHAPITRE V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

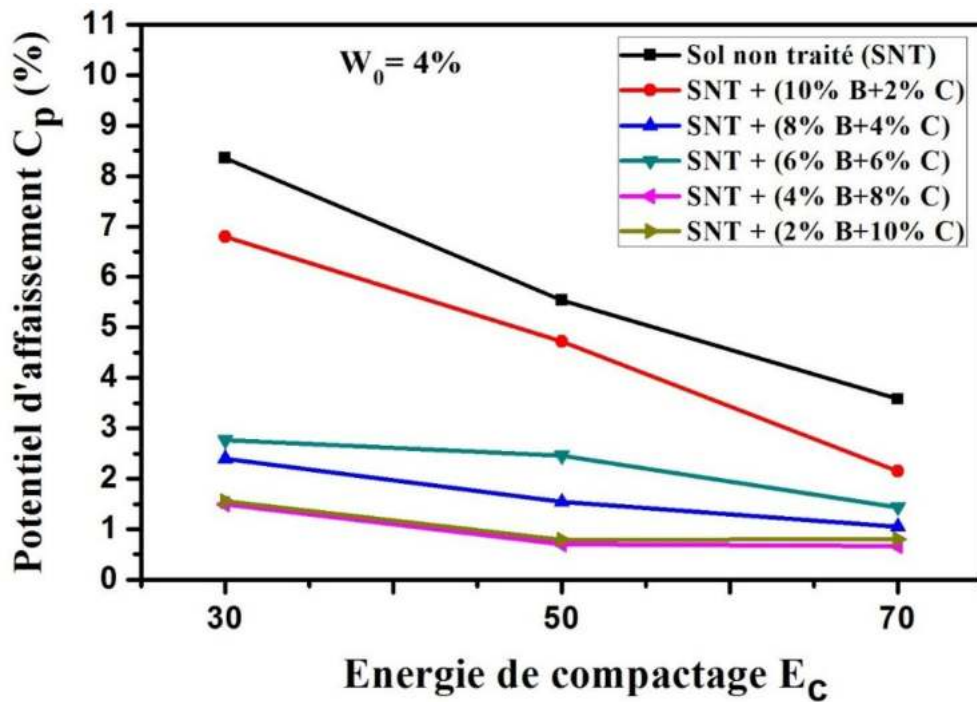


Figure V.16. Variation de C_p en fonction des énergies du compactage ($E_c = 30$ coups)

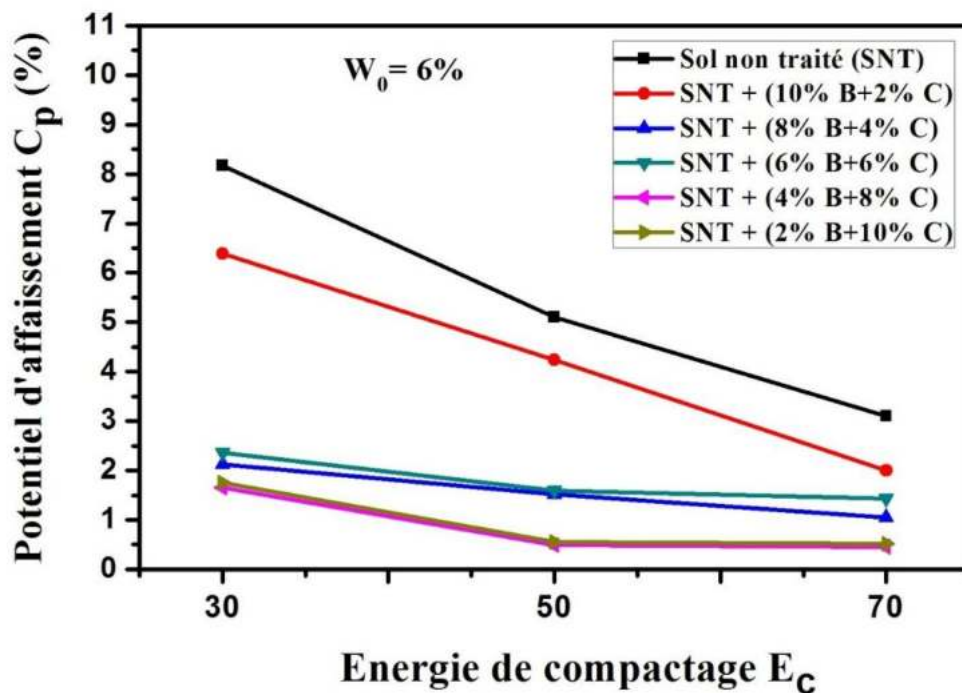


Figure V.17. Variation de C_p en fonction des énergies du compactage ($E_c = 50$ coups)

CHAPITRE V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

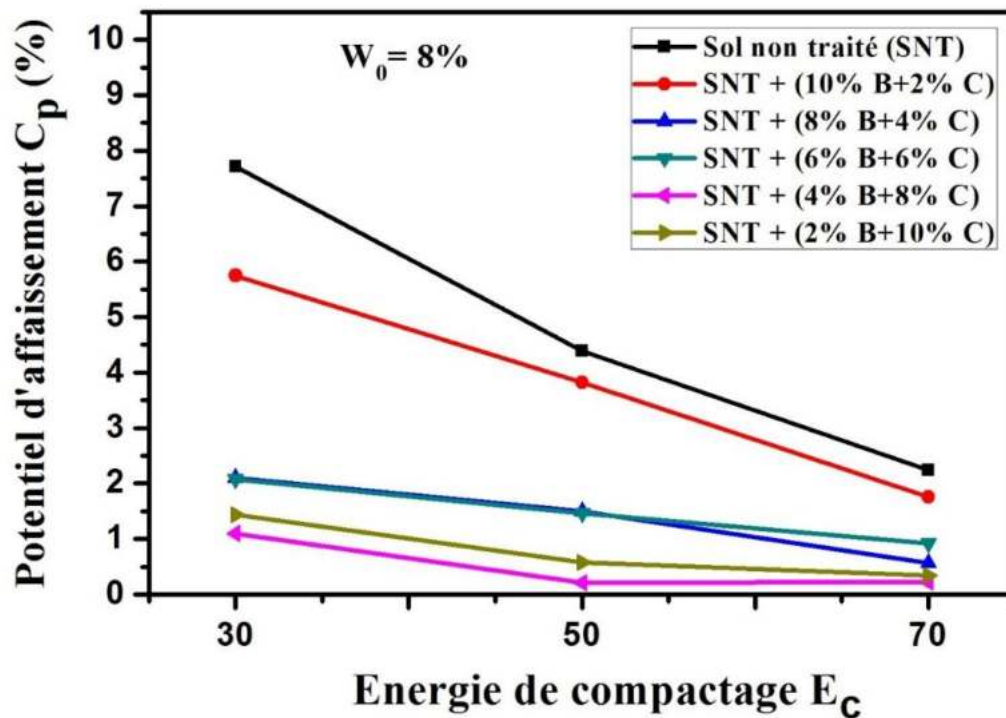


Figure V.18. Variation de C_p en fonction des énergies du compactage ($E_c = 70$ coups)

V.5.1.1.2. Etude de l'influence de la teneur en eau sur le potentiel d'affaissement C_p

Le tableau V.13, montre également que le potentiel C_p décroît, lorsque la teneur en eau augmente (voir Figs V.19, V.20 et V.21). Ces résultats concordent avec ceux d'Abbeche et al., (2007, 2009, 2010), Ainsi donc le sol préparé artificiellement possède un comportement analogue aux sols naturels.

Tableau V.13. Synthèse des potentiels d'affaissement C_p du sol reconstitué (SNT)

Type de sol	Teneur en eau (%)	Nombre de coups E_c	e_0	S_r (%)	Potentiel d'affaissement C_p (%)
SNT	4	30	0.504	21.328	8.350
		50	0.465	23.767	5.232
		70	0.429	26.767	3.578
	6	30	0.500	31.800	8.166
		50	0.451	35.255	5.105
		70	0.403	39.454	3.104
	8	30	0.497	42.063	7.712
		50	0.446	45.591	4.390
		70	0.396	49.417	2.239

CHAPITRE V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

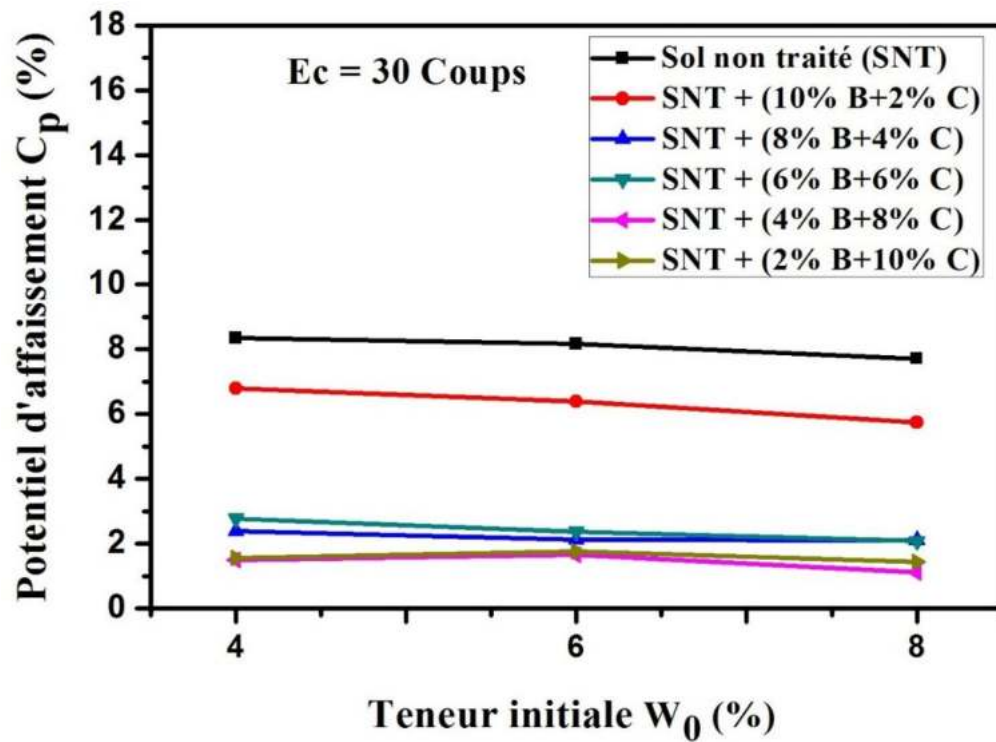


Figure V.19. Variation de C_p en fonction des teneurs en eau initiales ($w_0 = 4$ %)

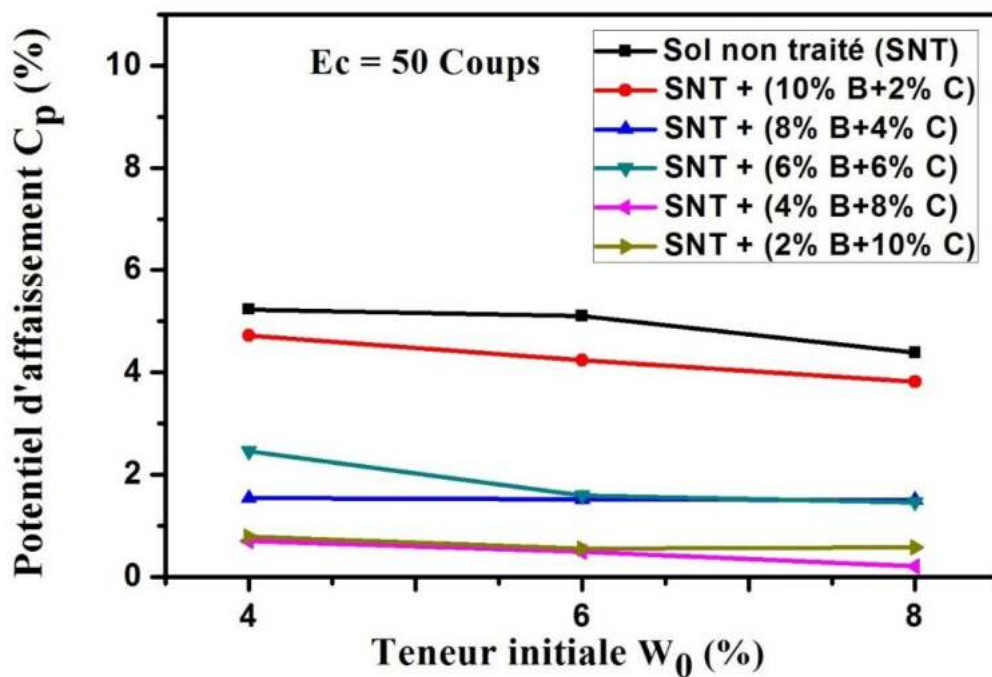


Figure V.20. Variation de C_p en fonction des teneurs en eau initiales ($w_0 = 6$ %)

CHAPITRE V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

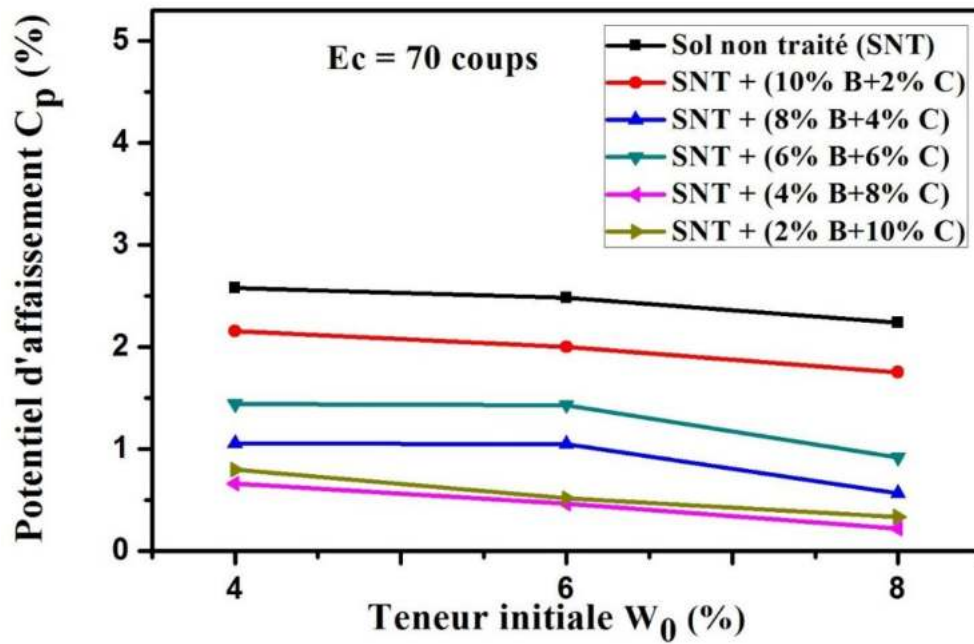


Figure V.21. Variation de C_p en fonction des teneurs en eau initiales ($w_0 = 8\%$)

Tableau V.14. Application de la classification de Knight (1963)

C_p (%)	Susceptibilité d'affaissement
0 à 1	Pas de risque
1 à 5	Troubles modérés
5 à 10	Troubles
10 à 20	Troubles sévères
> à 20	Troubles très sévères

L'exploitation du tableau V.13 sous forme graphique (Figs V.22a, V.23b et V.24c) montre que les variations des nombre de coups ou teneurs en eau initiales en fonction des potentiels d'effondrement présentent une relation inverse, plus le nombre de coups augmente plus le taux d'effondrement diminue, idem pour les teneurs en eau.

La représentation en (3D) illustre bien cette relation inverse.

CHAPITRE V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

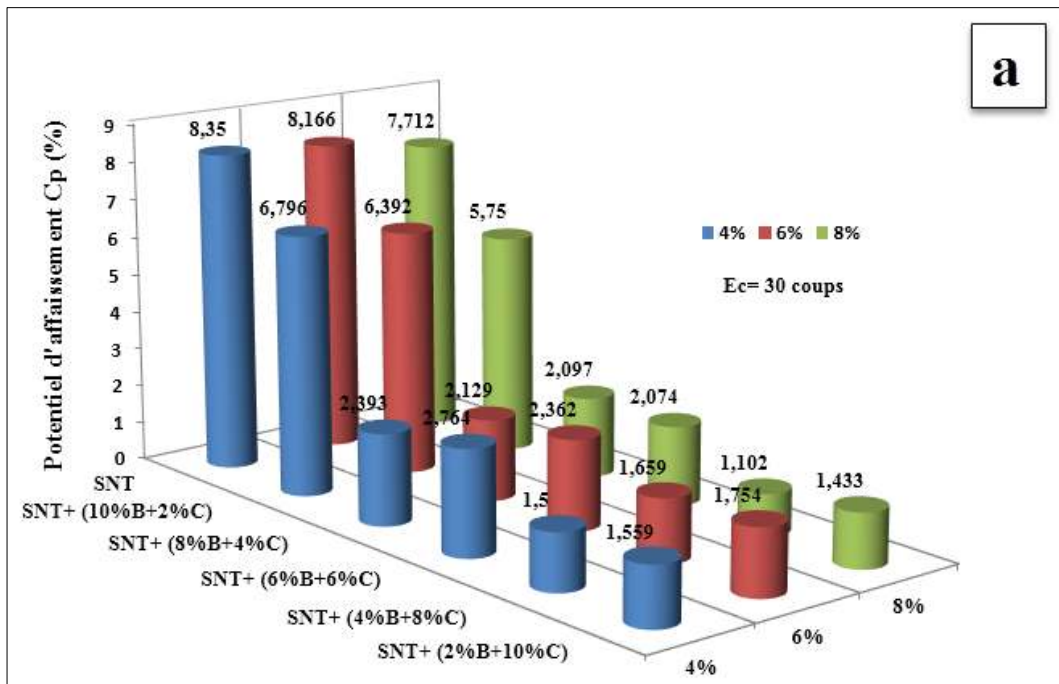


Figure V.22. Synthèse du potentiel d'effondrement ($E_c = 30$ coups)

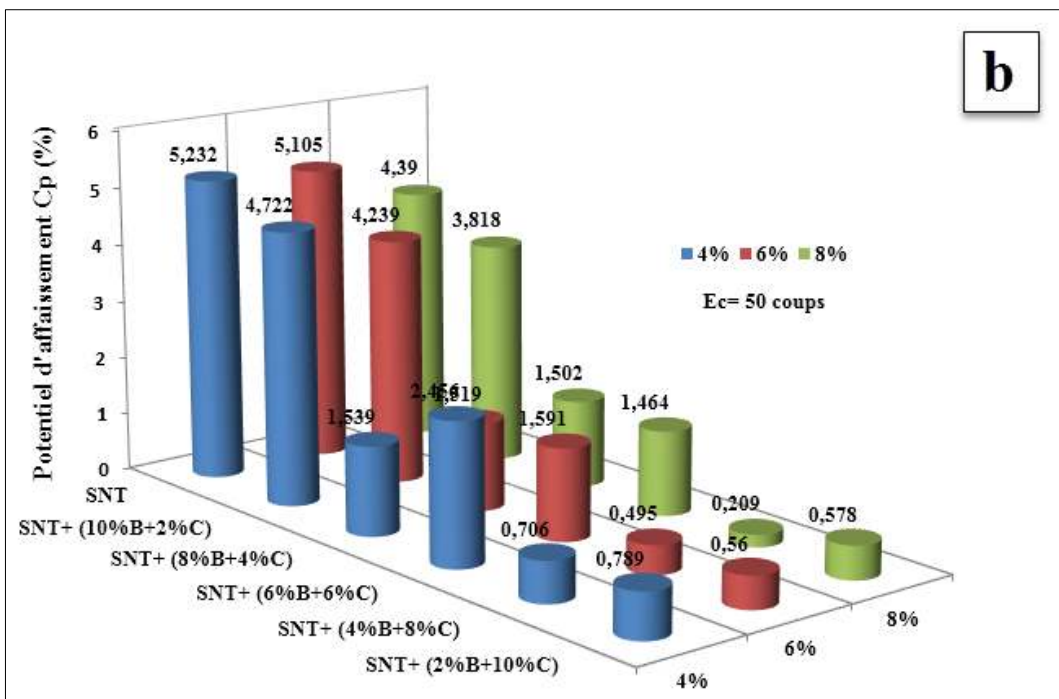


Figure V.23. Synthèse du potentiel d'effondrement ($E_c = 50$ coups)

CHAPITRE V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

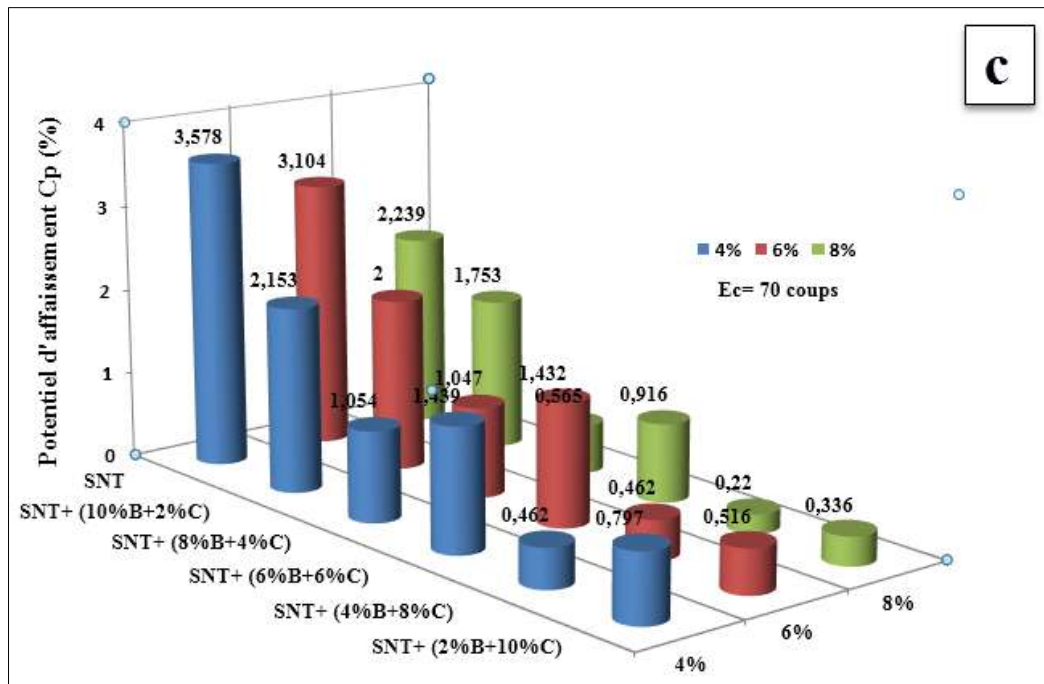


Figure V.24. Synthèse du potentiel d'effondrement ($E_c = 70$ coups)

V.5.2. Cas sol traité

V.5.2.1. Effet du mélange (bentonite-ciment) sur le potentiel d'affaissement de sol traité

D'après la classification de Jennings et Knight (1975), il y a risque d'effondrement si le C_p est supérieur à 1. En se basant sur cette classification (Tableau V.15), on constate que les résultats des potentiels d'affaissement obtenus pour le sol non traité (SNT) varient de 2,239 à 8,350 % ; ce qui correspond aux rubriques allant de « trouble modéré à trouble », ces résultats obtenus montrent clairement que le C_p diminue à chaque fois que l'énergie de compactage augmente.

L'influence de mélange (bentonite-ciment) se manifeste par des valeurs du potentiel d'affaissement plus faible par rapport au sol témoin, varient de 0.220 à 6.796 %, d'après la classification de Jennings et Knight (1975), ces sols peuvent être classées, dans ce cas, dans la rubrique de « pas de risque ».

Cependant, les degrés des traitements permettent de constater que le potentiel d'affaissement C_p décroît, ce qui montre l'efficacité de ce traitement.

CHAPITRE V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

Tableau V.15. Variation des potentiels d'affaissement C_p de sol traité

Type des sols	Teneur en eau (%)	4			6			8		
	Nombre de coups E_c	30	50	70	30	50	70	30	50	70
SNT+ (10%B+2%C)	e_0	0.491	0.459	0.426	0.487	0.444	0.400	0.486	0.440	0.393
	S_r (%)	18.271	20.181	22.595	27.351	30.000	33.300	36.171	38.700	41.700
	C_p (%)	6.796	4.722	2.153	6.392	4.239	2.000	5.750	3.818	1.753
SNT+ (8%B+4%C)	e_0	0.469	0.447	0.419	0.467	0.428	0.396	0.459	0.425	0.389
	S_r (%)	19.172	20.705	22.622	28.265	30.841	33.334	37.526	39.373	42.004
	C_p (%)	2.393	1.539	1.054	2.129	1.519	1.047	2.097	1.502	0.565
SNT+ (6%B+6%C)	e_0	0.480	0.453	0.422	0.477	0.436	0.398	0.473	0.433	0.391
	S_r (%)	18.700	20.415	22.608	27.800	30.412	33.316	36.834	39.028	41.895
	C_p (%)	2.764	2.456	1.439	2.362	1.591	1.432	2.074	1.464	0.916
SNT+ (4%B+8%C)	e_0	0.451	0.437	0.410	0.446	0.413	0.392	0.437	0.412	0.384
	S_r (%)	20.411	21.650	23.230	30.000	32.400	34.132	39.556	40.823	43.512
	C_p (%)	1.500	0.706	0.662	1.659	0.495	0.462	1.102	0.209	0.220
SNT+ (2%B+10%C)	e_0	0.460	0.442	0.415	0.457	0.420	0.394	0.447	0.418	0.386
	S_r (%)	19.686	21.052	22.800	28.884	31.428	33.502	38.260	39.819	42.409
	C_p (%)	1.559	0.789	0.797	1.754	0.560	0.516	1.433	0.578	0.336

Les critères du sol utilisés sont l'indice des vides (e_0), la teneur en eau (w) et le degré de saturation (S_r). La figure V.25 montre que la répartition de l'indice de l'humidité: Le rapport degré de saturation sur l'indice des vides ; illustre pendant la quantité d'eau est faible (4 %), qui présente un indice des vides plus grand. Cet source provient d'une perte de cohésion capillaire; la structure est toujours assez lâche, Un sol fortement effondrable est un sol qui possède une teneur en eau faible. C'est au contraire s'observe sur la figure V.27, le sol mouillé (8 %) donc une disparition totale des ponts capillaires présents entre les grains. Ces ponts engendre des changements importants de la microstructure du matériau.

Tenant d'identifier avec ces résultats, L'augmentation de la quantité d'eau est liée à l'accroissement de la montmorillonite, tandis que la décroissement de dosage du ciment. Ce résultat est observé sur les figures V.25, V.26 et V.27 : donc il ya une relation entre le mélange (bentonite-ciment) et la quantité d'eau utilisé (Bruchon et al., 2014).

CHAPITRE V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

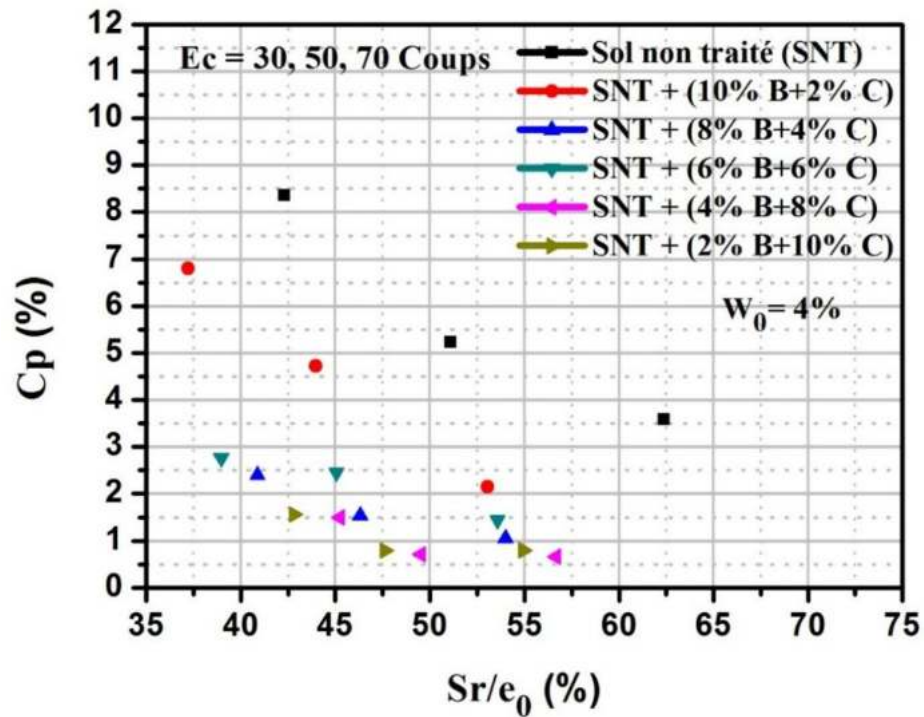


Figure V.25. Variation de potentiel d'affaissement C_p en fonction de $\left(\frac{S_r}{e_0}\right)$, pour ($w_0 = 4\%$)

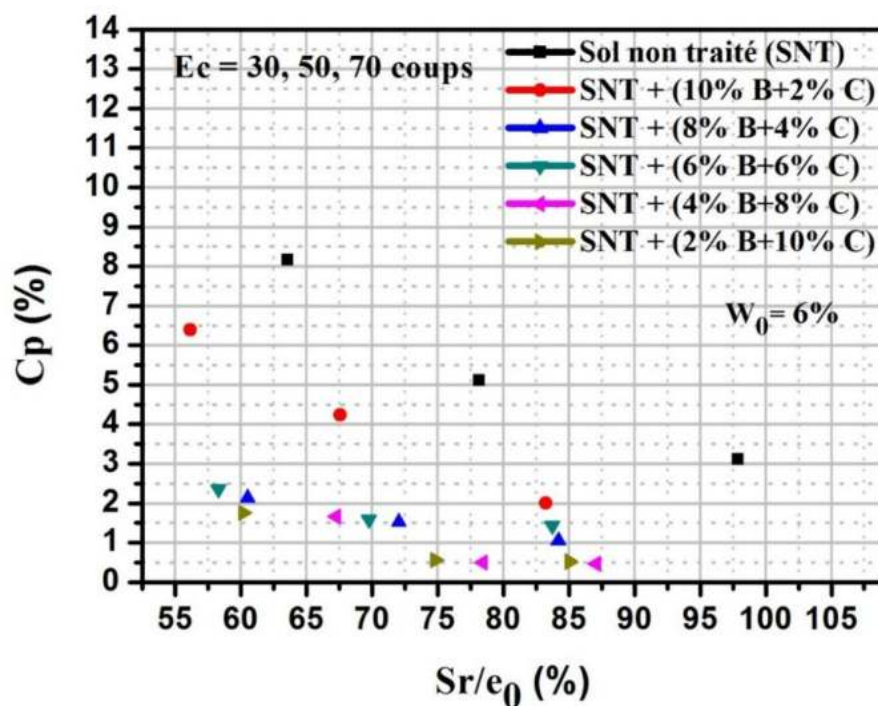


Figure V.26. Variation de potentiel d'affaissement C_p en fonction de $\left(\frac{S_r}{e_0}\right)$, pour ($w_0 = 6\%$)

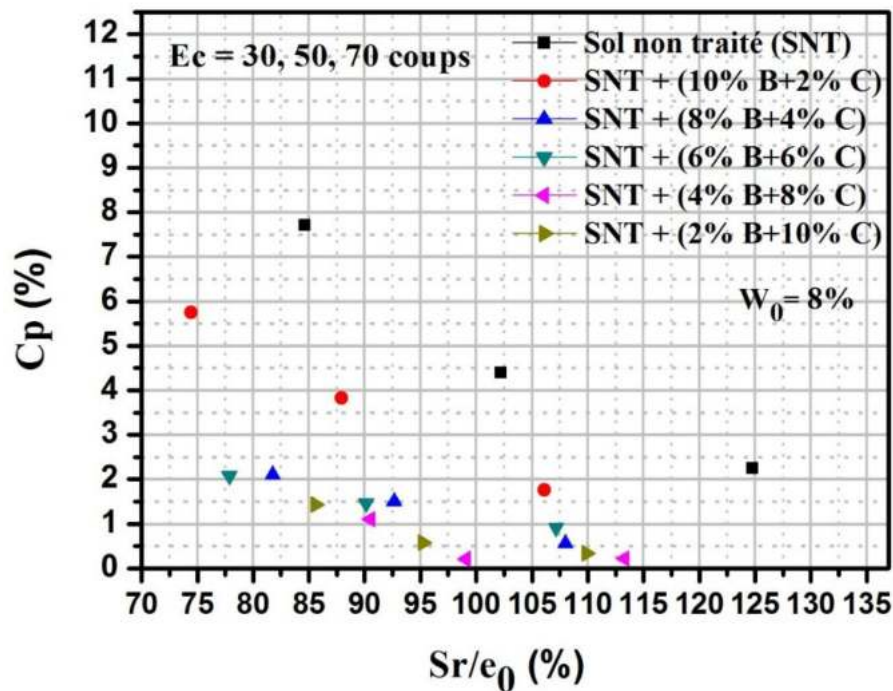


Figure V.27. Variation de potentiel d'affaissement C_p en fonction de $\left(\frac{S_r}{e_0}\right)$, pour $(w_0 = 8\%)$

V.5.2.2. Effet du mélange (bentonite-ciment) sur les caractéristiques mécaniques

Les résultats obtenus à travers les essais de cisaillement sont représentés sous forme d'histogrammes, présentant les allures suivantes (Fig V.28) :

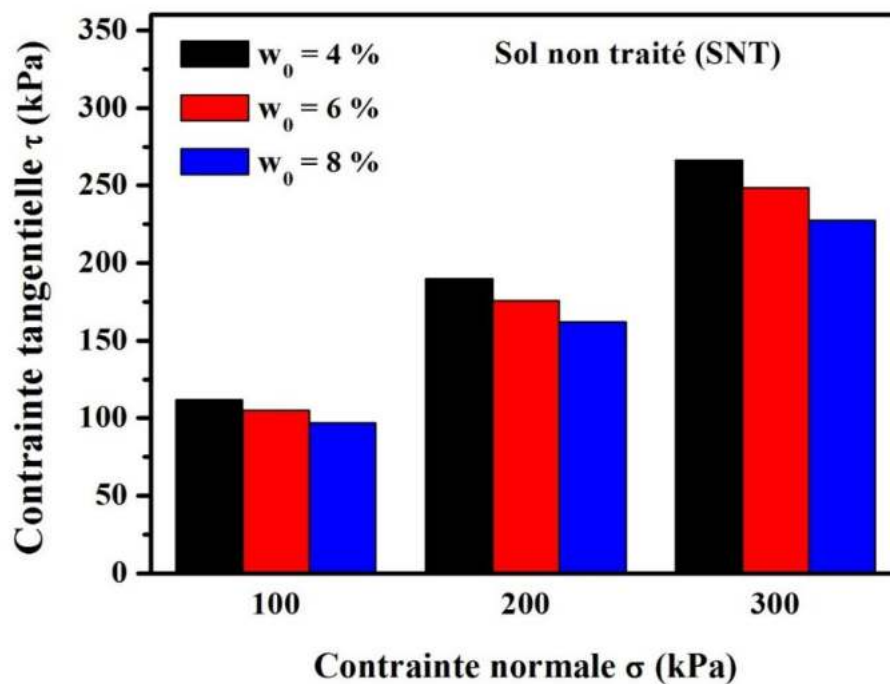


Figure V.28. Variation des contraintes tangentielles, de sol témoin SNT

CHAPITRE V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

D'après ces derniers on constate clairement une diminution de la résistance au cisaillement du sol témoin (SNT) lorsqu'on augmente la teneur en eau, et cela quelque soit la contrainte de compression appliquée. Ceci est dû au fait que la présence d'eau favorise le glissement des grains ce qui permet à ces derniers de se déplacer plus facilement les uns par rapport aux autres (Mohammad et al., 2013).

La figure V.29, montre que la contrainte de cisaillement des sols traités et non traités augmente en fonction de la contrainte normale appliquée pour les différents mélanges et à différentes teneurs en eau. cependant, l'augmentation de la contrainte normale engendre un enchevêtrement et un frottement important entre les grains.

A partir de ces figures V.29a, V.30b et V.31c on observe que la résistance du cisaillement des sols traités augmente avec l'augmentation du mélange (bentonite-ciment), et cela pour toute contrainte de compression appliquée. Ceci est dû au fait que la présence du traitement favorise la cimentation au niveau des contacts intergranulaires.

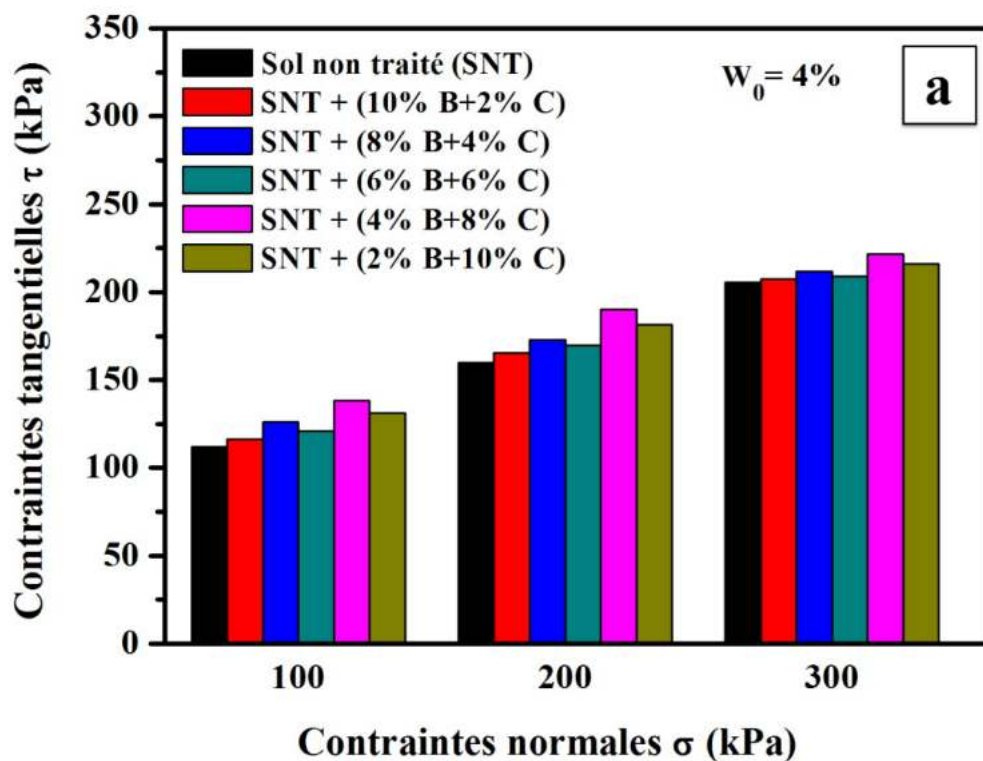


Figure V.29. Variation des contraintes tangentielles des différents mélanges ($w_0 = 4\%$)

CHAPITRE V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

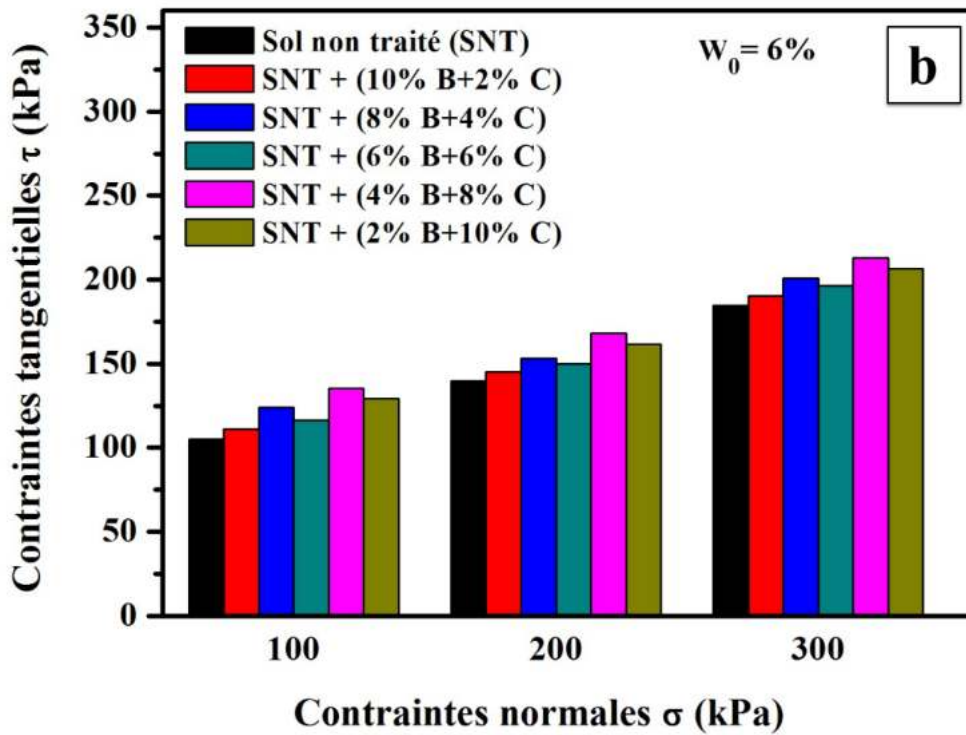


Figure V.30. Variation des contraintes tangentielles des différents mélanges ($w_0 = 6\%$)

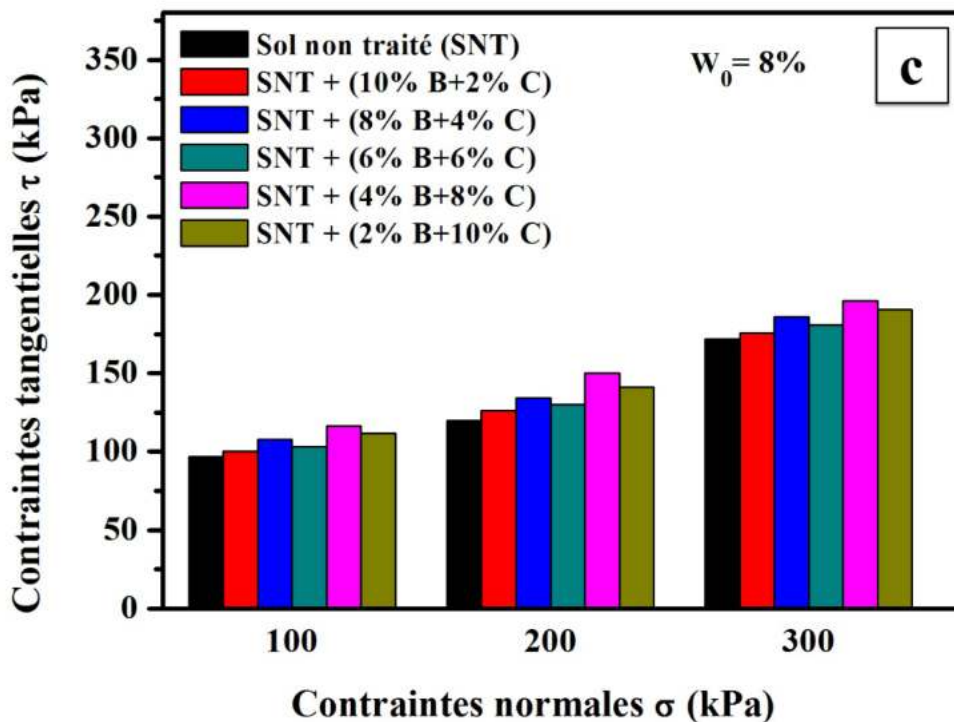


Figure V.31. Variation des contraintes tangentielles des différents mélanges ($w_0 = 8\%$)

On observe que la cohésion augmente (Fig V.32) et l'angle de frottement interne diminue relativement. Ce comportement peut être attribué à l'effet de l'action de cimentation du ciment

CHAPITRE V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

alors les cristaux hydrates donne une structure cristalline particulièrement dense et enchevêtrée au fur et à mesure à la fois la bentonite accélère l'hydratation du ciment en raison de leur forte activité, aussi d'une part supprime la sédimentation de ciment et d'autre part augmente le temps de prise donc donne une structure homogène et stable (Tableau V.16), (Mohammad et al., 2013).

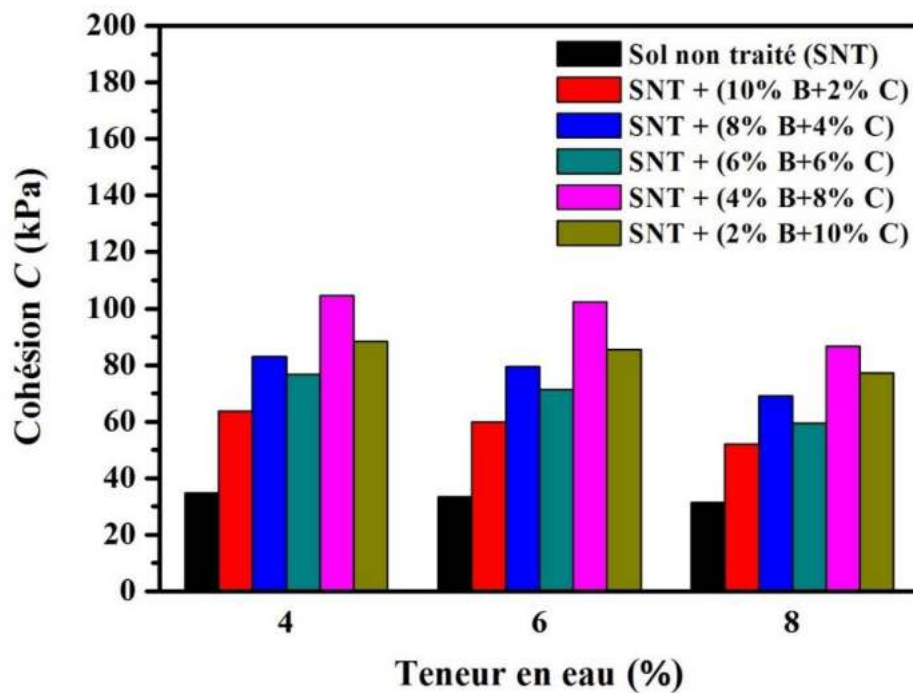


Figure V.32. Evolution de la cohésion (C) en fonction de ($w_0 = 4, 6$ et 8%)

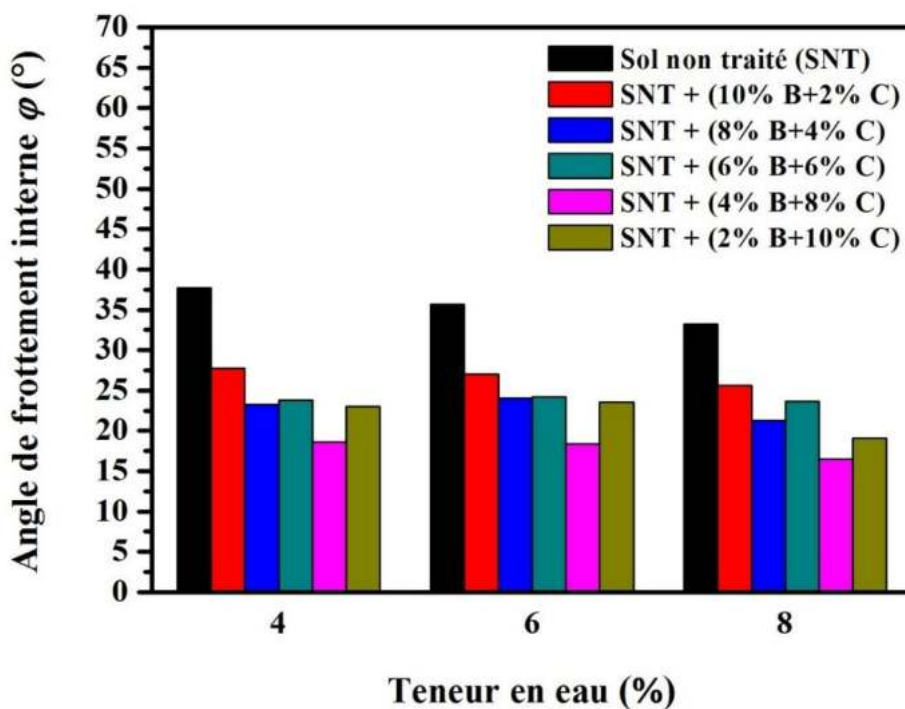


Figure V.33. Evolution de l'angle de frottement interne (φ) en fonction de ($w_0 = 4, 6$ et 8%)

CHAPITRE V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

Tableau V.16. Variation des caractéristiques mécaniques des différents mélanges

Type de sol		SNT	SNT+ (10% B+2% C)	SNT+ (8% B+4% C)	SNT+ (6% B+6% C)	SNT+ (4% B+8% C)	SNT+ (2% B+10% C)
$w_0 = 4 \%$	C (kPa)	34,76	63,70	83,09	76,71	104,54	88,51
	φ (°)	37,68	27,74	23,22	23,79	18,60	23,02
$w_0 = 6 \%$	C (kPa)	33,33	60,00	79,37	71,45	102,29	85,53
	φ (°)	35,66	27,02	24,05	24,20	18,37	23,54
$w_0 = 8 \%$	C (kPa)	31,36	52,00	69,11	59,54	86,56	77,21
	φ (°)	33,20	25,64	21,25	23,63	16,51	19,08

En outre, la figure V.33 illustre une réduction du frottement ; cela s'explique la croissance des fractions des éléments argileuse par l'augmentation de la teneur en mélange du traitement, qui se traduit du pouvoir lubrifiant des particules argileuses. La lubrification est due à la mobilité de la couche absorbée (Boussaid 2005).

V.6. Conclusion

Cette recherche est focalisée sur la structure métastable et le comportement de l'affaissement du sol témoin. Le phénomène de l'affaissement de ce sol, et la teneur en eau et le type du traitement ont été attentivement étudiés. Deux différentes approches expérimentales ont été employées pour étudier le comportement de l'affaissement de la structure métastable : Les essais sur l'échantillon reconstitué du sol artificiel. Une bonne compréhension des caractéristiques de l'affaissement de l'échantillon reconstitué aiderait certainement l'étude des sols affaissables et projetterait une certaine lumière sur le phénomène de l'affaissement de la structure métastable de notre sol étudié.

On peut constater que les essais d'identifications courants permettent de caractériser l'ensemble des paramètres intrinsèques du sol reconstitué, même si certains, sont souvent les plus faciles et les plus rapides. Mais finalement ils ne donnent qu'une description indirecte.

Cet aperçu des caractéristiques des différents constituants des sols a été volontairement orienté vers une description approfondie des propriétés des minéraux argileux, qui apparaissent déterminants dans le comportement des sols vis-à-vis de l'eau. Cette prise en compte de la fraction argileuse, a toujours été une préoccupation importante en géotechnique, comme le montre la nature des paramètres utilisés dans les classifications des sols (proportion des fines, limites de consistance).

CHAPITRE V : Etude expérimentale, analyse et interprétation des résultats obtenus

Après avoir déterminé des valeurs sur l'affaissement des sols étudiés, nous allons commencer par la phase de la stabilisation par le mélange (bentonite-ciment) et ce qui fera l'objet de ce chapitre.

CHAPITRE VI

ANALYSE

MICROSTRUCTURALE

CHAPITRE VI : Analyse microstructurale

VI.1. Introduction

La microstructure d'un sol, parfois aussi appelée simplement structure, comprend deux aspects ; le premier concerne le mode d'arrangement des particules (grains) ; le deuxième est relatif aux interactions entre les particules. Une bonne connaissance de l'évolution de la microstructure durant différents chemins de sollicitations peut souvent aider à expliquer certain comportement minéralogique peut être beaucoup plus importante dans un sol non saturé que dans un sol saturé. La microstructure initiale d'un sol saturé peut être détruite par cisaillement. Dans un sol non saturé.

Dans cette recherche les caractéristiques géométriques (forme, grosseur, angularité) des différents matériaux ont été étudiées en utilisant la technique de Microscope Electronique à Balayage (MEB), est largement utilisé comme outil d'analyse la minéralogie du sol. Ce dernier a été utilisé avec succès dans ce travail pour étudier : la structure du sol à partir de la forme du grain et la distribution des particules d'argile dans le sol, les détails des pores entre les particules et la texture de surface.

VI.2. Sol non traité (SNT) (échantillon reconstitué)

VI.2.1. Relation cristaux de quartz-cristallites de kaolinite-énergie de compactage

Une vue générale sur la figure VI.1 montre une structure ouverte, assez lâche avec apparition des pores de grande dimension (4.0 à 8.0 μm) représentés en fond noir c'est-à-dire une liaison entre les grains détruite ce qui rend le sol témoin (SNT) correspondant à un mal compactage de l'échantillon (30 coups).

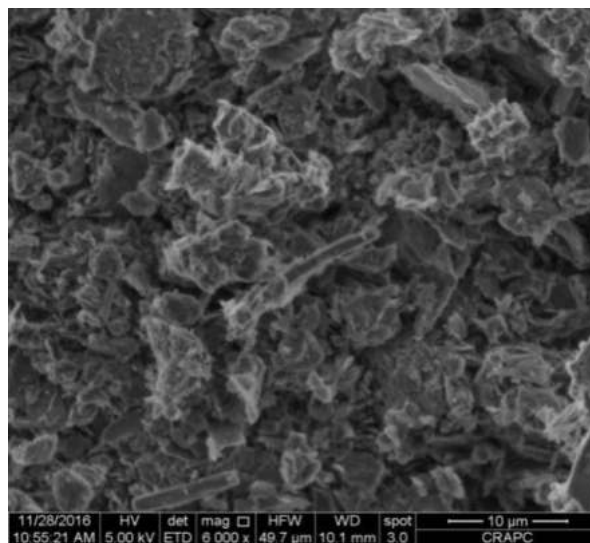


Figure VI.1. Analyse au MEB de sol témoin (SNT) (grossissement 6000 x), 30 coups

CHAPITRE VI : Analyse microstructurale

On n'observe aucune orientation entre les cristallites de kaolinite par rapport aux cristaux de quartz (Fig VI.2). Ce type de microstructure des sols reconstitués au laboratoire a été rapporté par différents auteurs (Bahloul et al., 2014, 2016 ; Bakir et al., 2017).

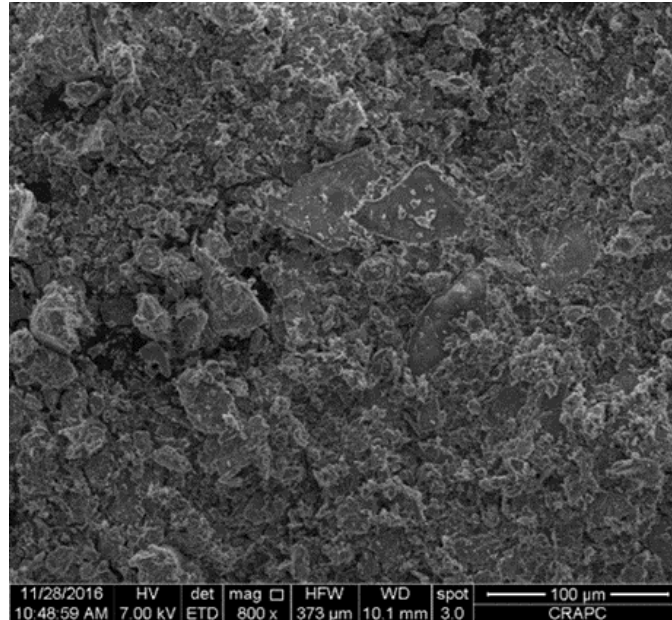


Figure VI.2. Micrographie MEB de sol témoin (SNT) (grossissement 800 x), 30 coups

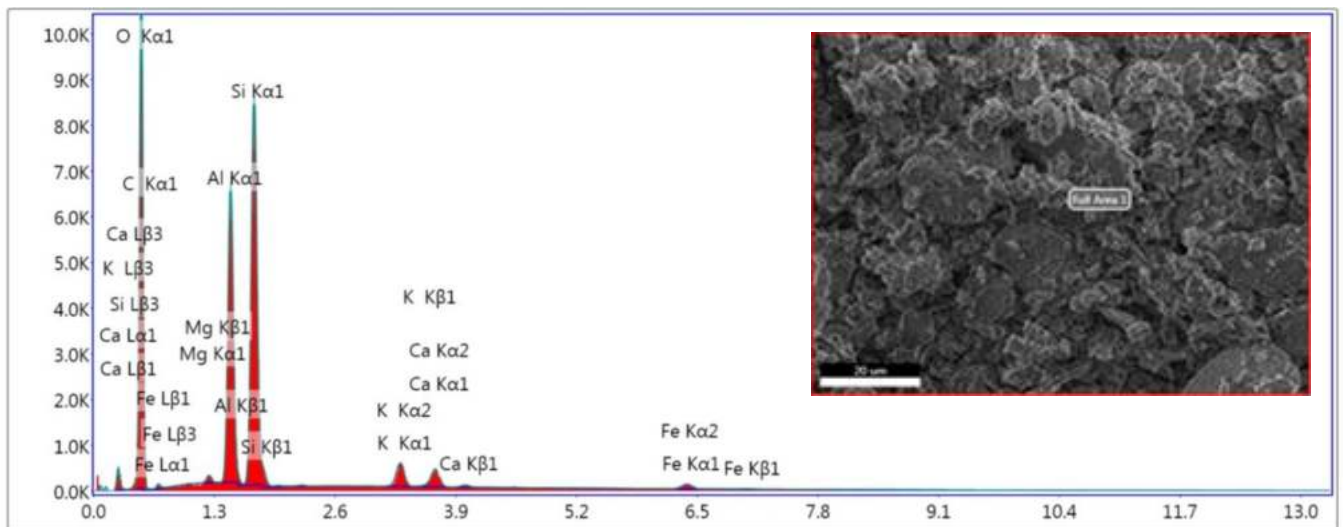


Figure VI.3. Analyse à l'EDAX de sol témoin (SNT), 30 coups

On constate que, le matériau passe d'un état lâche à un état moyennement dense (Fig VI.4) avec une structure qui n'est pas régulière (50 coups), présentant aussi des vides (1.5 à 3.5 µm) et les particules de quartz recouvert de cristallites de kaolinite avec faces nettes. Donc on peut dire qu'un sol est peu affaissable. (Fig VI.5)

CHAPITRE VI : Analyse microstructurale

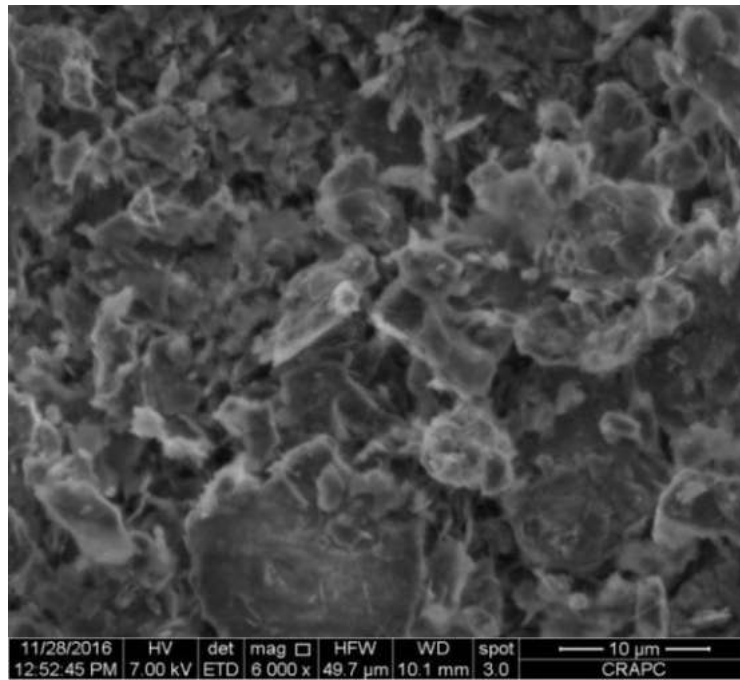


Figure VI.4. Analyse au MEB de sol témoin (SNT) (grossissement 6000 x), 50 coups

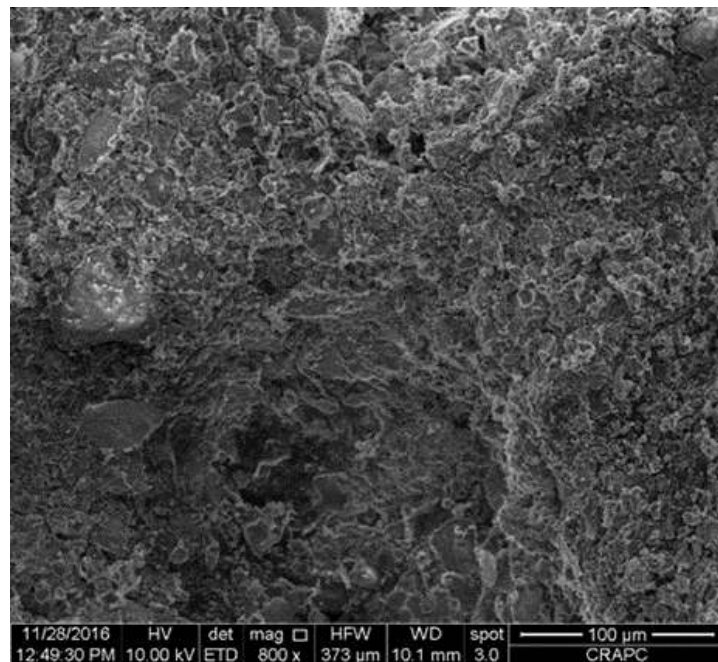


Figure VI.5. Micrographie MEB de sol témoin (SNT) (grossissement 800 x), 50 coups

CHAPITRE VI : Analyse microstructurale

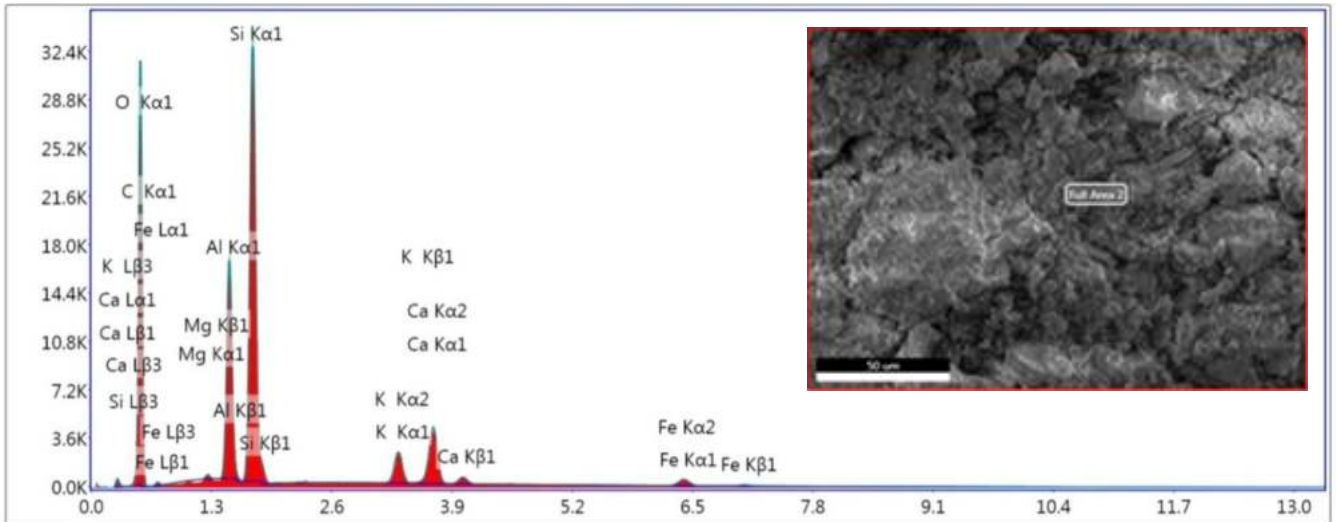


Figure VI.6. Analyse à l'EDAX de sol témoin (SNT) : 50 coups

L'image au MEB de la figure VI.7 montre une structure dense et imperméable par rapport aux figures VI.1 et VI.4 avec la distribution des particules élémentaires sur l'ensemble des pores (0.2 à 0.5 µm). La bonne adhésion entre les cristallites de kaolinite aux cristaux de quartz (70 coups), sans limites c'est-à-dire les agrégats sont constitués de l'agglomération de minéraux argileux avec forte connectivités. (Fig VI.8)

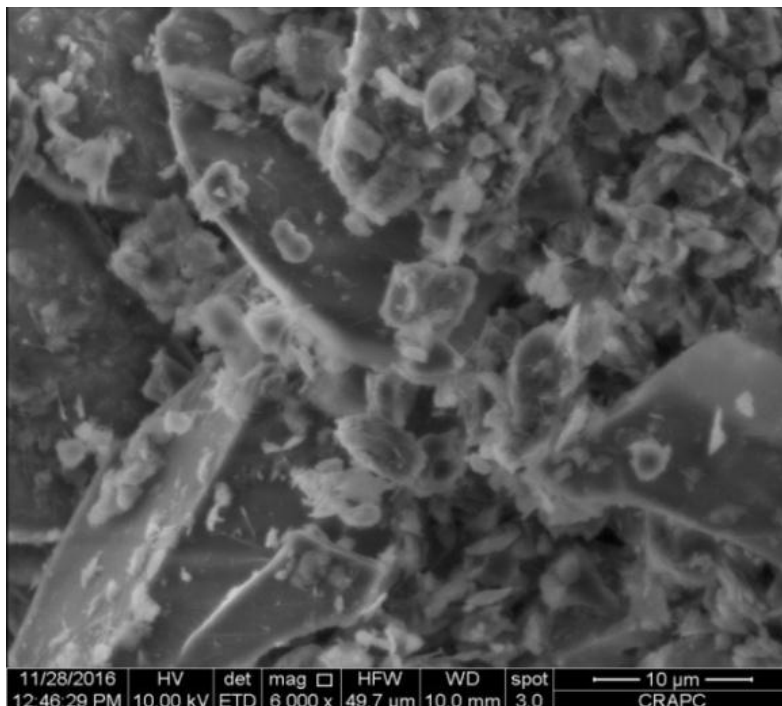


Figure VI.7. Analyse au MEB de sol témoin (SNT) (grossissement 6000 x), 70 coups

CHAPITRE VI : Analyse microstructurale

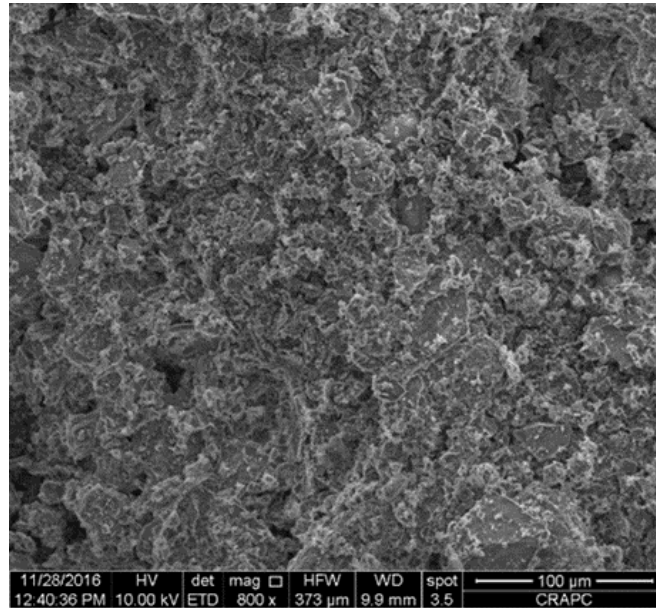


Figure VI.8. Micrographie MEB de sol témoin (SNT) (grossissement 800 x), 70 coups

L'Analyse Dispersive en Energie de rayon X (EDAX), montre que l'échantillon est formé majoritairement par les argiles, silicates quartzeux (Si), kaolinite (Al), oxyde de Fer (Fe) et des carbonates (C), muscovite (KAl_2) et feldspaths (K) (Fig VI.3). Ces éléments sont imputés par le mélange de sable qui est un rejet quartzeux avec le kaolin dont une forte teneur en Quartz (45.0 %), kaolinite pure dont la teneur est (23.0 %). (Figs VI.6 et VI.9)

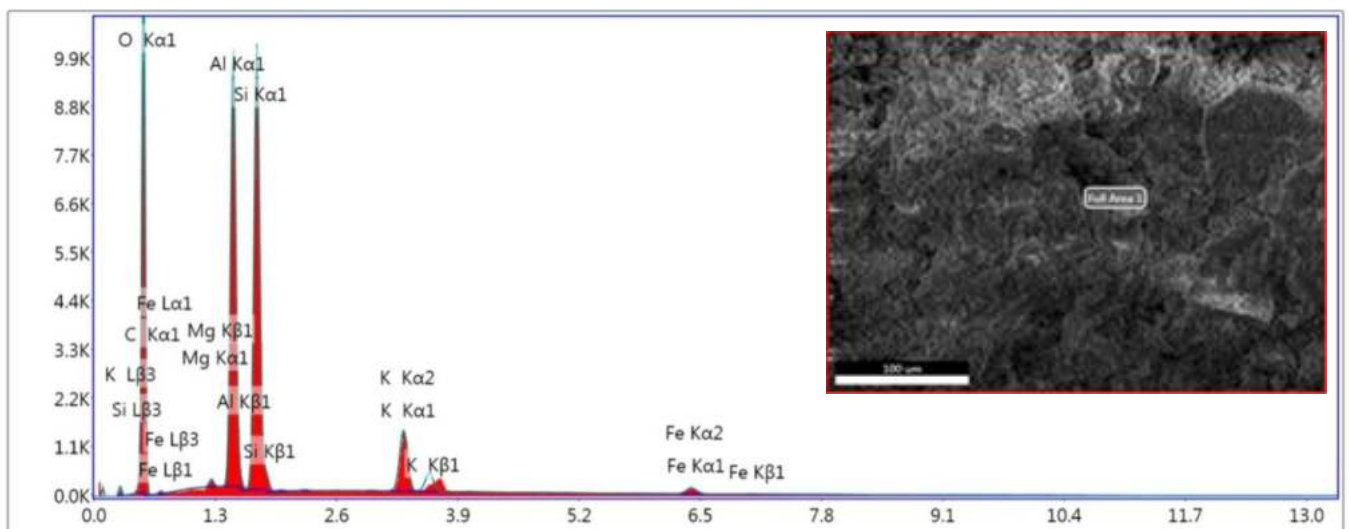


Figure VI.9. Analyse à l'EDAX de sol témoin (SNT) : 70 coups

Une vue général de la figure VI.10 de la compresse de composition (sable+kaolin) montre que sa structure est ouverte avec des ensembles des pores apparaît de forme et

CHAPITRE VI : Analyse microstructurale

d'ouverture différente avec des zones lâches (Delage et al. 2005), pauvrement cimentée à raison faible connectivité entre les différents éléments du sol (Mitchell et al., 2005).

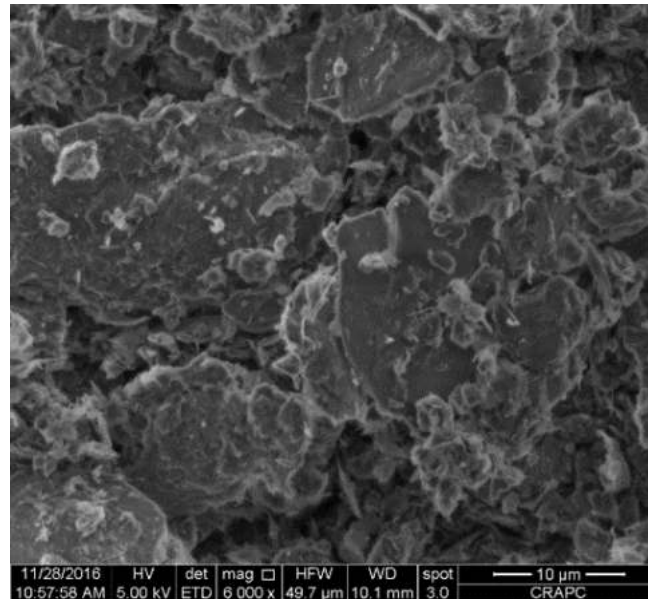


Figure VI.10. Micrographie MEB du sol témoin avec une structure lâche

La figure VI.11 montre des prises de vues MEB, on aperçoit l'échantillon sous forme compacte malgré la présence de porosités apparentes ; avec des agrégats bien agencés avec l'existence d'espaces inter-agrégats et on remarque que les gros grains quartzeux sont régulièrement distribués dans la matrice argileuse et en général n'ont pu être observés. Ils étaient enrobés par les particules d'argiles. La forme des grains est plus au moins arrondie et leur taille est nanométrique (3000 x).

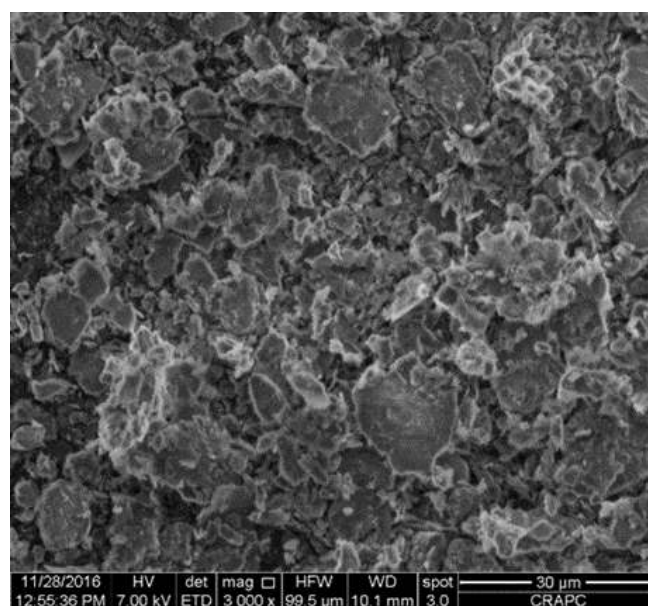


Figure VI.11. Analyse au MEB du sol témoin avec une structure de faible porosité

CHAPITRE VI : Analyse microstructurale

L'observation au MEB sur la figure VI.12 analysé une structure bien compacte création une face plane avec basse de porosité, on retrouve toujours un structure bien aggloméré avec la présence de quelques macropores. Ce microstructure confirme la bonne adhésion des particules du kaolin aux grains de sable alors les particules de silt recouvert de plaquettes d'argile et le mélange homogène.

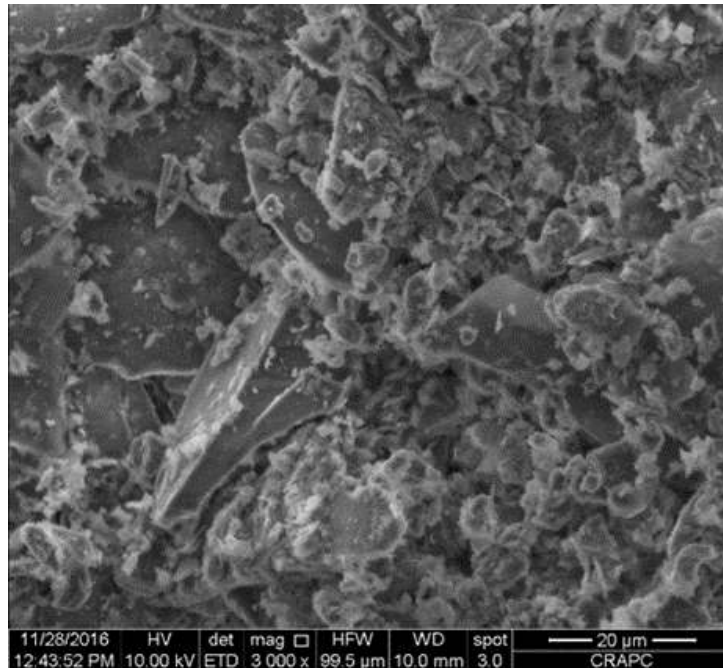


Figure VI.12. Micrographie MEB du sol témoin avec enchevêtrement de cristaux de quartz

VI.3. Sol traité par le mélange (bentonite-ciment)

VI.3.1. Relation cristaux de quartz-cristallites de kaolinite-(10 % bentonite -2 % ciment)-énergie de compactage

Les figures VI.13, VI.16 et VI.19 révèlent une structure différente par rapport aux structures du sol non traité (SNT). Cette différence peut être attribuée à la forte dose de bentonite (10 %) dans une moindre teneur en ciment (2 %), provoquant la réaction entre le CaO et le dioxyde de carbone de l'air qui conduit à la formation de la calcite qui précipite sous forme de cristaux.

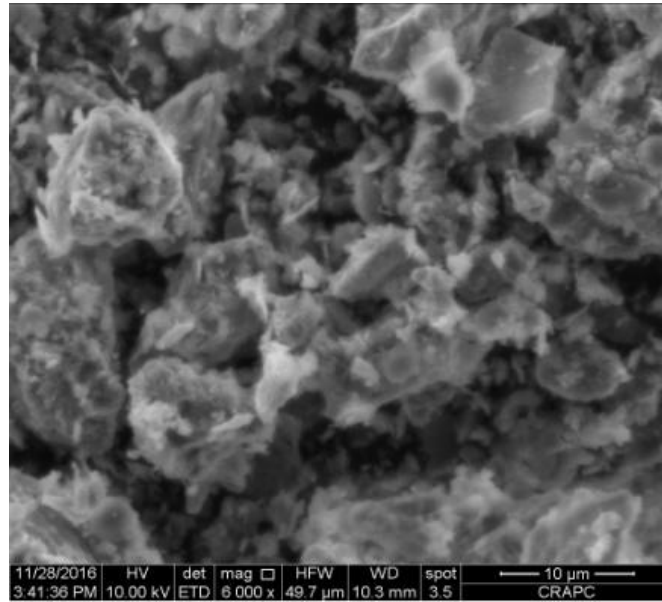


Figure VI.13. Analyse au MEB de sol traité à (10 % bentonite+2 % ciment)
(grossissement 6000 x), 30 coups

Les cristaux de calcite formés sont des liants de cimentation très fragiles et par conséquent connectent faiblement les particules du sol (Fig VI.14). Sous l'effet du cisaillement, les liaisons électrostatiques entre les grains de ciment sont brisées, ce qui entraîne une diminution de la viscosité apparente de la matrice argileuse (Mansri et al., 2011). C'est pour cela que le potentiel d'affaissement C_p a diminué juste de 2 % par rapport au sol témoin.

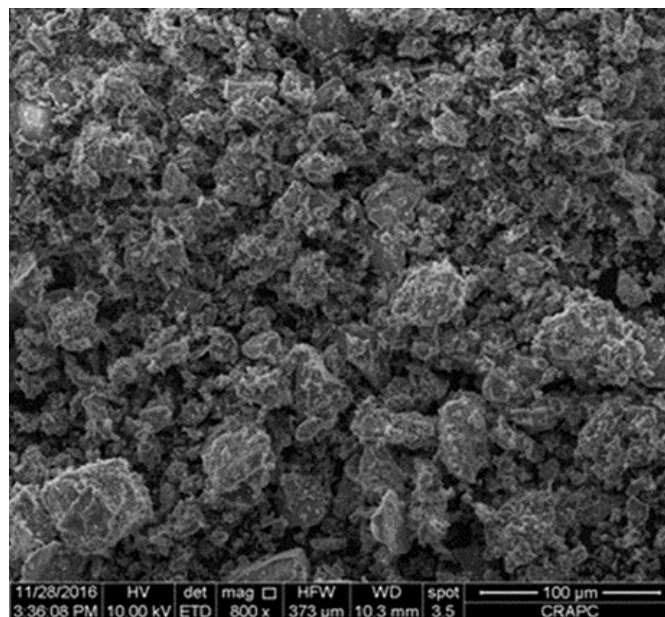


Figure VI.14. Micrographie MEB de sol traité à (10 % bentonite+2 % ciment)
(grossissement 800 x), 30 coups

CHAPITRE VI : Analyse microstructurale

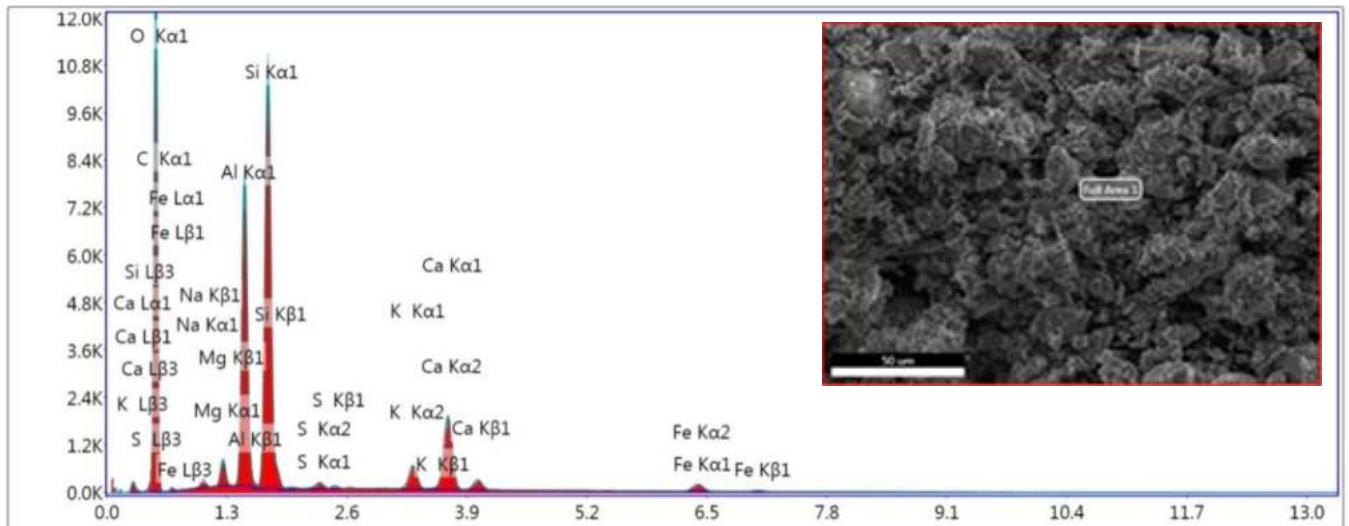


Figure VI.15. Analyse à l'EDAX de sol traité à (10 % bentonite+2 % ciment), (30 coups)

Le dosage important de bentonite dans la structure, montre que les liaisons interfeuillettes sont très faibles et ont la propriété de fixer les molécules d'eau entre deux feuillets voisins, cela s'explique que l'eau pénètre à l'intérieur des particules et s'organise en couches monomoléculaires (Capacité de rétention d'eau); on obtient a une structure argileuse qui présente une ampleur poral très importante (Moussaoui et al., 2012), c'est-à-dire la forme et la distribution des espaces poreux dépendent de son caractère gonflant et aussi la forme des gels à des très faibles concentrations (Fluide interstitiel) (Le Kouby et al., 2016). (Fig VI.17)

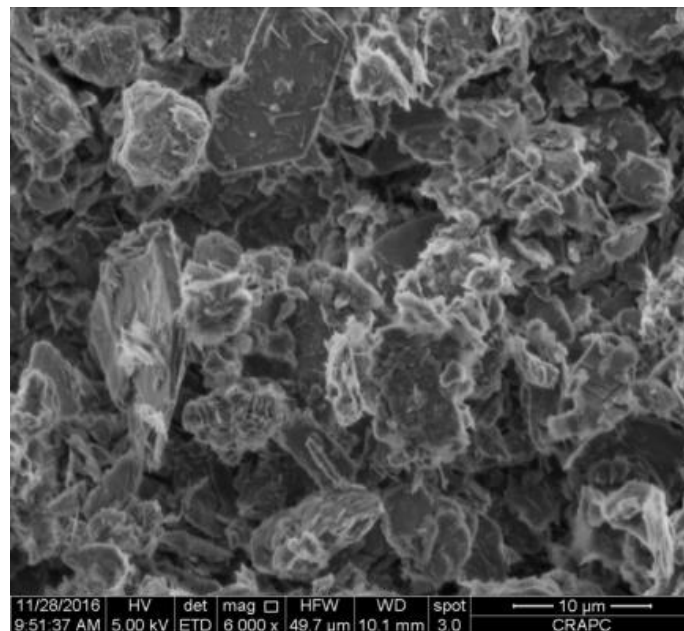


Figure VI.16. Analyse au MEB de sol traité à (10 % bentonite+2 % ciment)
(grossissement 6000 x), 50 coups

CHAPITRE VI : Analyse microstructurale

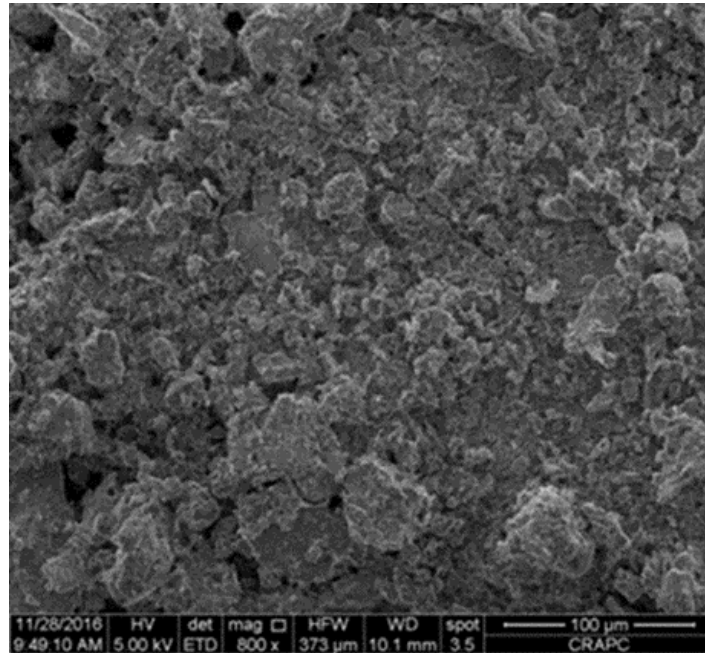


Figure VI.17. Micrographie MEB de sol traité à (10 % bentonite+2 % ciment)
(grossissement 800 x), 50 coups

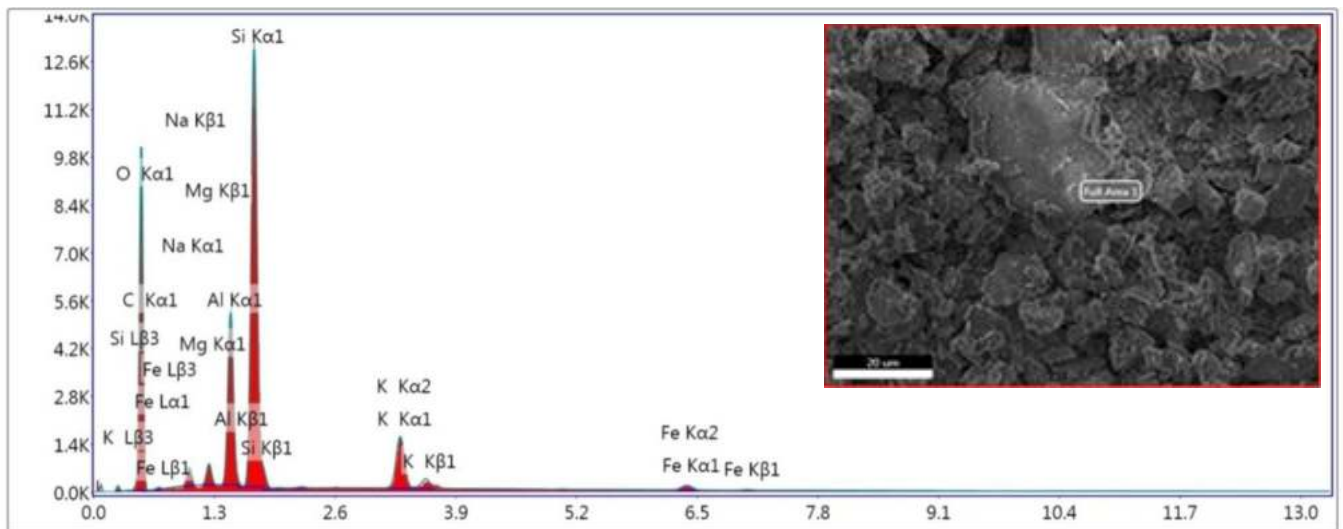


Figure VI.18. Analyse à l'EDAX de sol traité à (10 % bentonite+2 % ciment), (50 coups)

Sachant que, l'absorption d'eau entre les feuillets parallèles va alors limiter et empêcher les contacts entre les grains de ciment et l'eau, freinant ainsi l'hydratation du ciment. Les quantités d'ions Ca^{2+} libérés lors de l'hydratation du ciment sont ainsi partiellement fixées par la montmorillonite empêchant l'hydratation du ciment (Minh et al., 2012). (Fig VI.20)

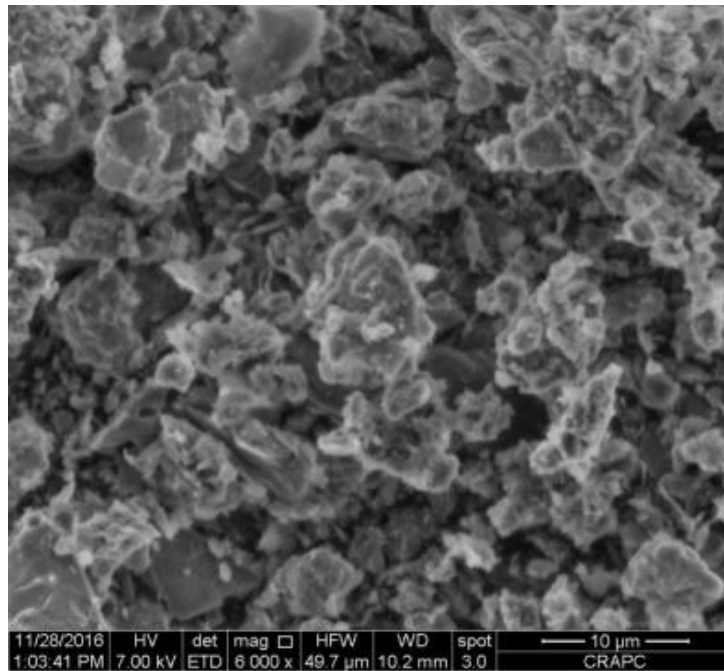


Figure VI.19. Analyse au MEB de sol traité à (10 % bentonite+2 % ciment)
(grossissement 6000 x), 70 coups

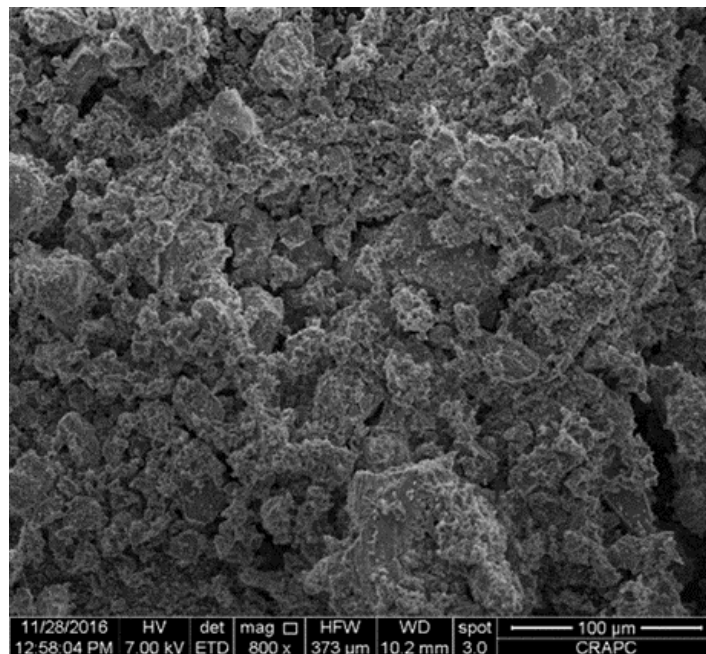


Figure VI.20. Micrographie MEB de sol traité à (10 % bentonite+2 % ciment)
(grossissement 800 x), 70 coups

Une analyse quantitative par l'EDAX de l'échantillon traité, montre la présence des éléments majoritaire de la bentonite comme la montmorillonite (Fig VI.15), le quartz, le mica, le feldspath et la calcite. (Figs VI.18 et VI.21)

CHAPITRE VI : Analyse microstructurale

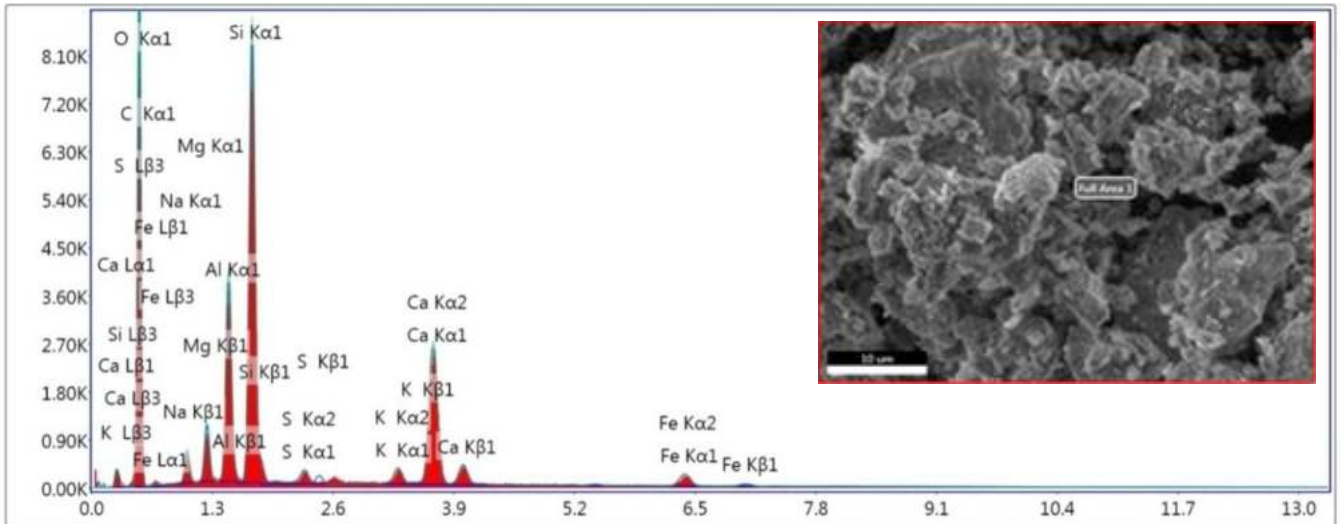


Figure VI.21. Analyse à l'EDAX de sol traité à (10 % bentonite+2 % ciment), 70 coups

Une vue microscopique sur la figure VI.22 met en évidence toute une série de pores. La distribution des espaces poreux dépendent de caractère du gonflant, qui montre que les liaisons interfeuillettes sont très faibles. Ont la propriété de fixer les molécules d'eau entre deux feuillets voisins et aussi du fluide interstitiel (Touret et al., 1990), cela s'explique que l'eau pénètre à l'intérieur des particules et s'organise en couches mono-moléculaires. Il s'agit alors d'un gonflement interfoliaire (Didier 1972). Il obtient une structure argileuse peut présenter une ampleur porale très importante sous forme des cavités.

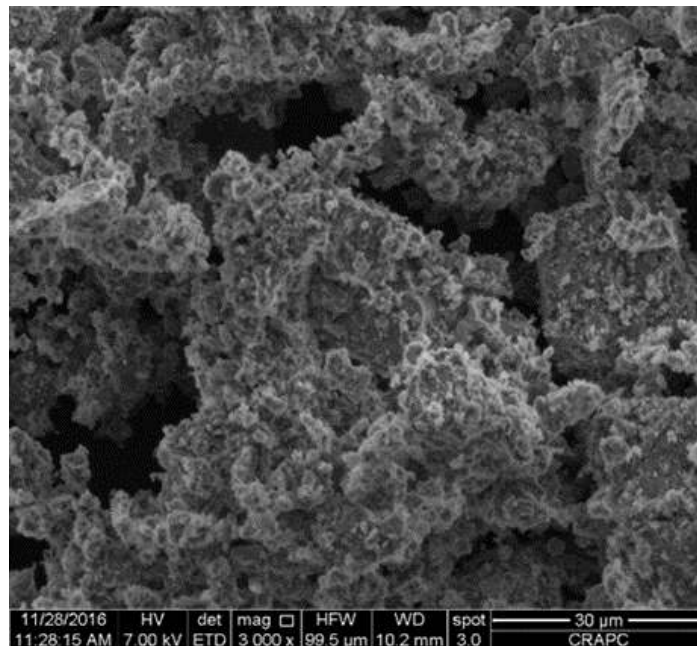


Figure VI.22. Micrographie MEB du sol traité par (10 % bentonite+2 % ciment) avec des cavités

CHAPITRE VI : Analyse microstructurale

La figure VI.23 montre que, la bentonite présente une large distribution des tailles des grains. On remarque aussi, la disposition sous forme de feuillets dans une particule. Cette texture montre, une évolution de la surface spécifique et du volume des pores puisque le moindre teneur en ciment (2 %) fait aucun effet sur l'évolution de gel, qui fait un gonflement inter-particulaire, c'est-à-dire que l'eau ne pénètre pas à l'intérieur des particules d'argiles, a une ampleur assez limitée mais affecte toutes les argiles.

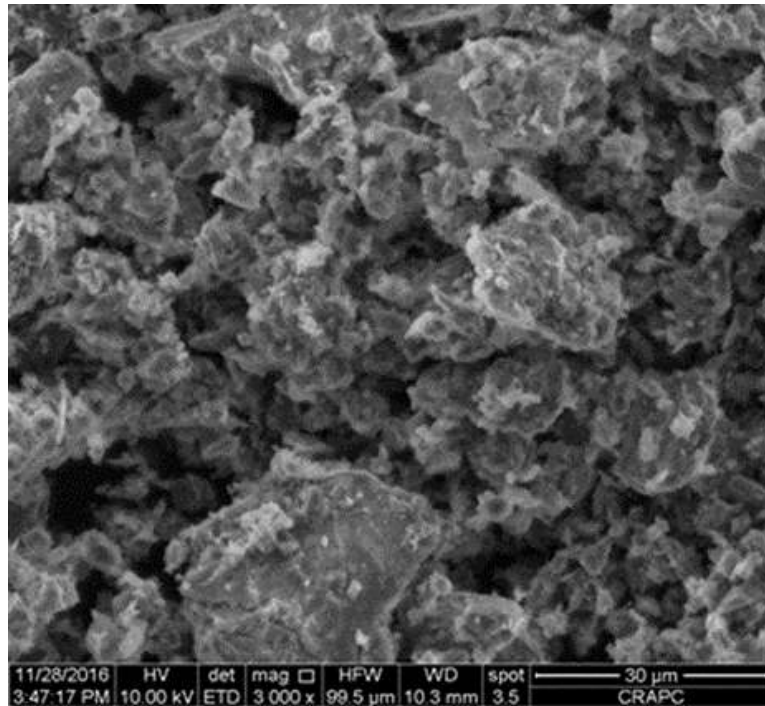


Figure VI.23. Micrographie MEB du sol traité par (10 % bentonite+2 % ciment)
avec une structure lâche

En vue au MEB sur la figure VI.24, des feuillets à l'assemblage d'agrégats, organiser l'espace poral est prise en considération la dimension. L'espace inter-particulaire séparant les particules argileuses qui forment les agrégats, il est susceptible de déterminer jusqu'à atteindre la valeur de l'espace interfoliaire pour les argiles fortement compactée (Pusch 1982).

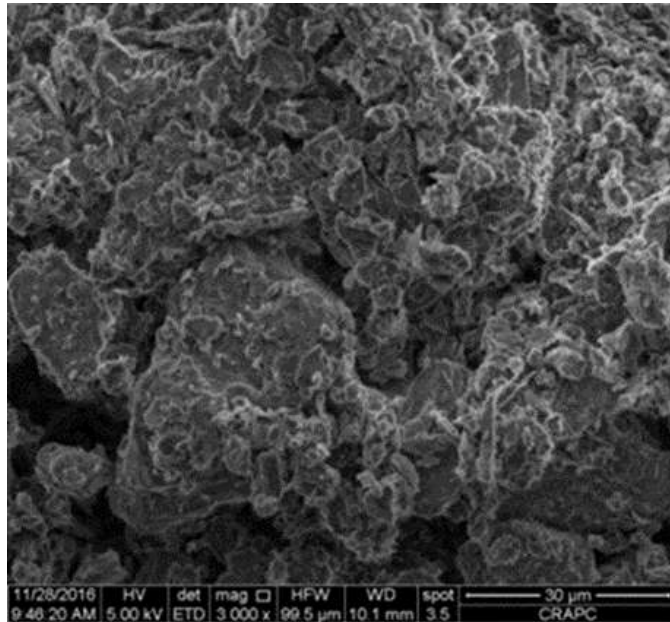


Figure VI.24. Micrographie MEB du sol traité par (10 % bentonite+2 % ciment)
avec une structure dense

VI.3.2. Relation cristaux de quartz-cristallites de kaolinite-(8 % bentonite -4 % ciment)-énergie de compactage

On remarque globalement pour les sols traités à (8 % bentonite+4 % ciment) présente une structure légèrement compacté avec présence moins de porosité par rapport aux sols traités par (10 % bentonite+2 % ciment). (Figs VI.25, VI.28)

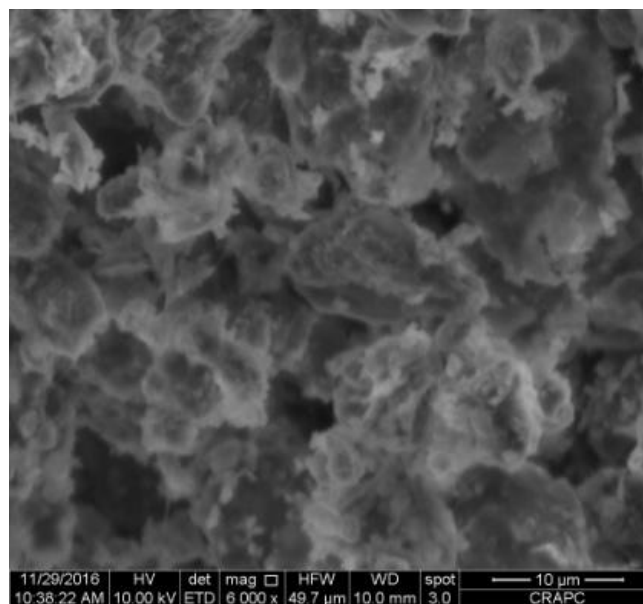


Figure VI.25. Analyse au MEB de sol traité à (8 % bentonite+4 % ciment)
(grossissement 6000 x), 30 coups

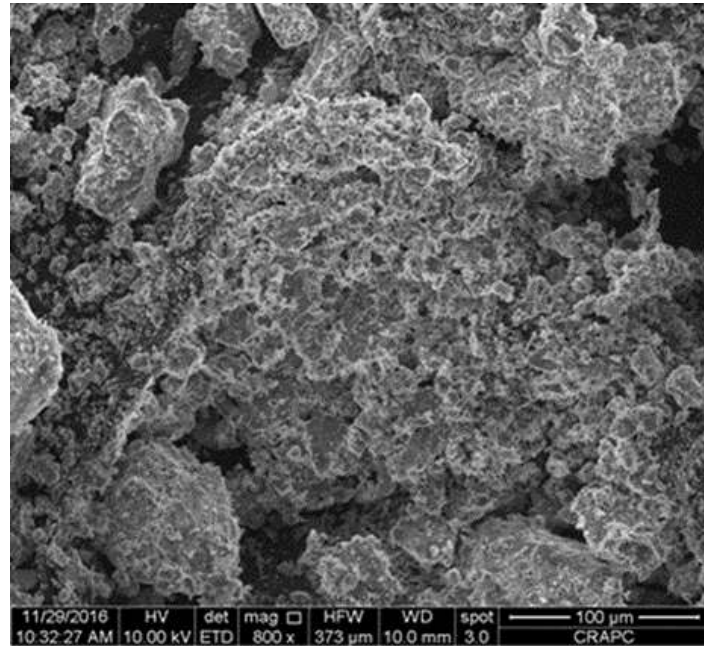


Figure VI.26. Analyse au MEB de sol traité à (8 % bentonite+4 % ciment)
(grossissement 800 x), 30 coups

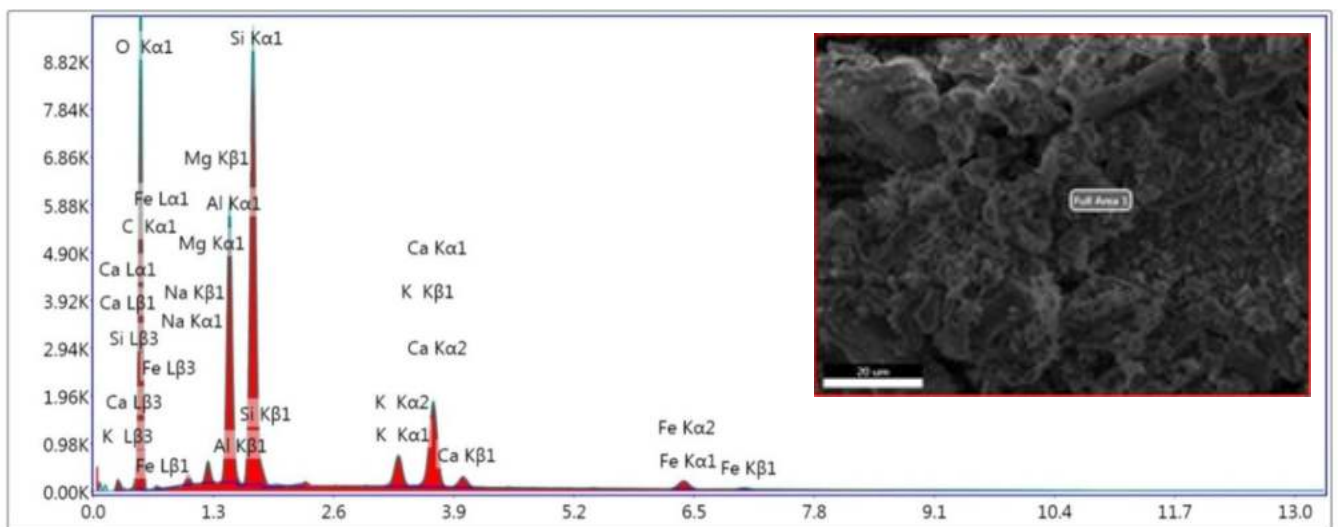


Figure VI.27. Analyse à l'EDAX de sol traité (8 % bentonite+4 % ciment), 30 coups

Le ciment est une colle entre les grains de la structure, rigidifie rapidement le sol de manière irréversible (action mécanique), mais le fort dosage en bentonite substituée à la masse de ciment : donne un structure homogène éventuellement une texture colloïdal supprime aussi la sédimentation élémentaire et augmente le temps de prise de ciment (Minh et al., 2012 ; Le Kouby et al., 2016). (Fig VI.29)

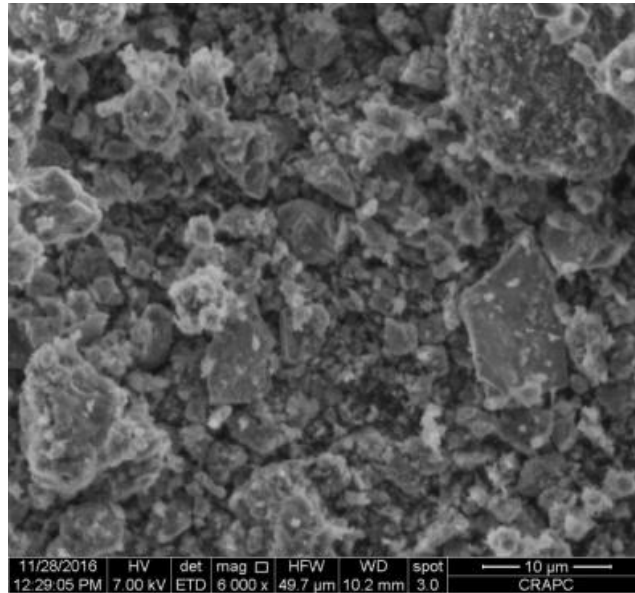


Figure VI.28. Analyse au MEB de sol traité à (8 % bentonite+4 % ciment)
(grossissement 6000 x), 50 coups

L'emploi de bentonite dans un complexe de ciment retarde sa prise, diminue sa résistance mécanique mais donne une structure plus au moins homogène. Par contre, le silicate accélère la prise mais conduit à une structure grumeleuse (Derafa et al., 2014). (Fig VI.26)

Aussi, la bentonite empêche la contribution des cristaux d'ettringite (Fig VI.27) de façon notable sur la matrice argileuse donc se développe une amélioration des propriétés mécaniques moyennement éclairée (Hachichi et al., 2009).

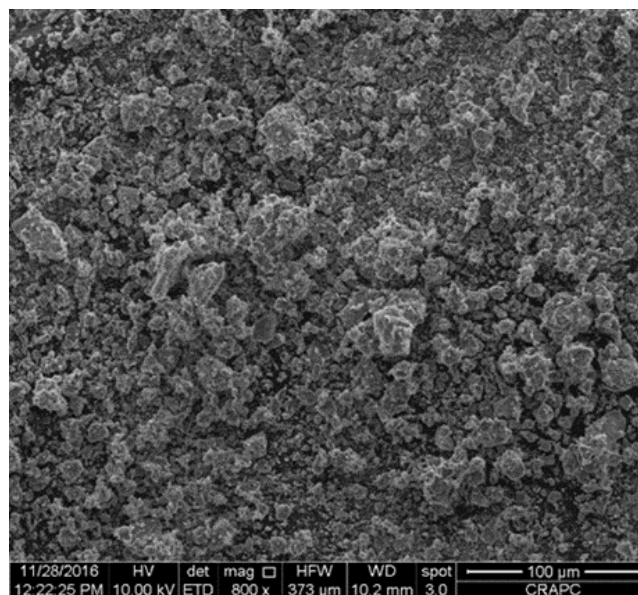


Figure VI.29. Analyse au MEB de sol traité à (8 % bentonite+4% ciment)
(grossissement 800 x), 50 coups

CHAPITRE VI : Analyse microstructurale

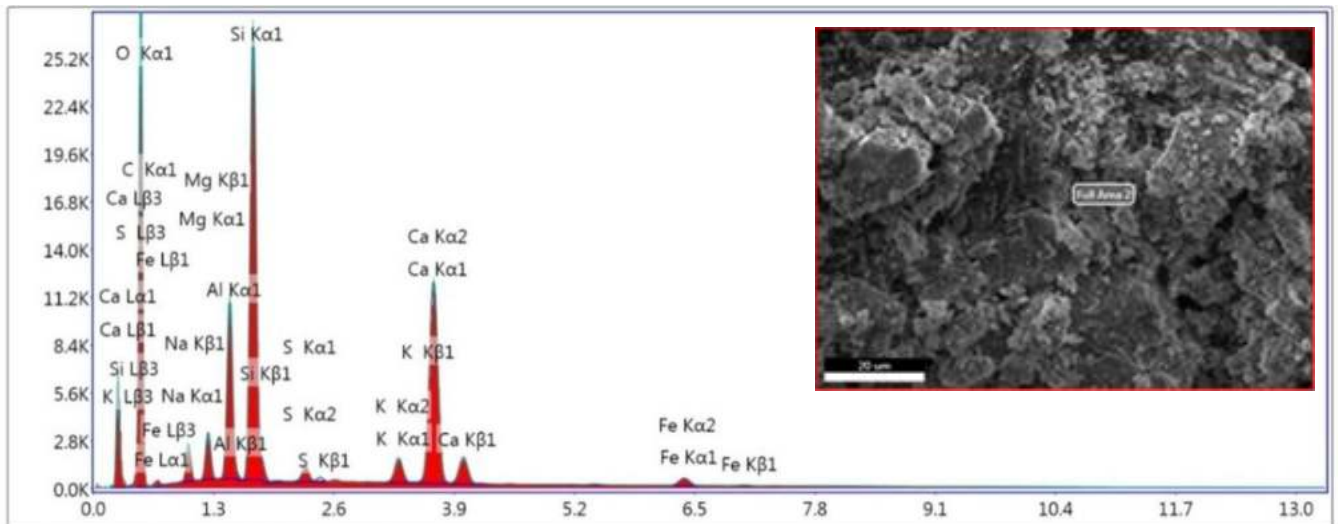


Figure VI.30. Analyse à l'EDAX de sol traité par (8 % bentonite+4 % ciment), 50 coups

On remarque que, sur la figure VI.31 l'argile montmorillonite faire une structure de nucléation à des teneurs en ciment faible (4 %), qui change la structure de squelette et augmentent les noyaux dans l'autre, noter que sa distribution de volume des pores, sont principalement en forme circulaire irrégulier des diamètre plus moins avec une apparition très claire des cristaux des différents dimension, sa que l'ajout de ciment va produire une augmentation de la capacité de la force cimentaire et d'améliorer la résistance à l'adoucissement de l'eau.

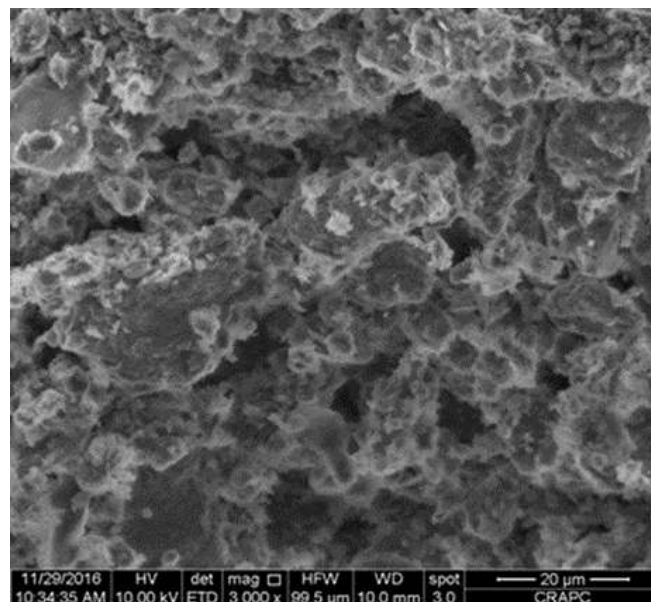


Figure VI.31. Micrographie MEB du sol traité par (8 % Bentonite+4 % Ciment) avec apparition des pores (grossissement 3000 x)

On observe que l'échantillon présente des blocs des cristaux traduisant une action d'adhésion avec une nouvelle surface par rapport les autres mélanges due à l'effet du ciment

CHAPITRE VI : Analyse microstructurale

au contact du sol, qui absorbe l'humidité, génère une grande quantité de chaleur de chaux vive et entraîne la formation d'hydroxyde de calcium (Fig VI.30), pour cela, une substitution d'une partie du ciment par la matrice cimentaire (Kitazume 2005), telsque le kaolin contient plus de fines que le sable est de grosses particules ayant des formes géométriques, peut être intéressante pour améliorer le squelette et diminue la taille des pores. (Fig VI.32)

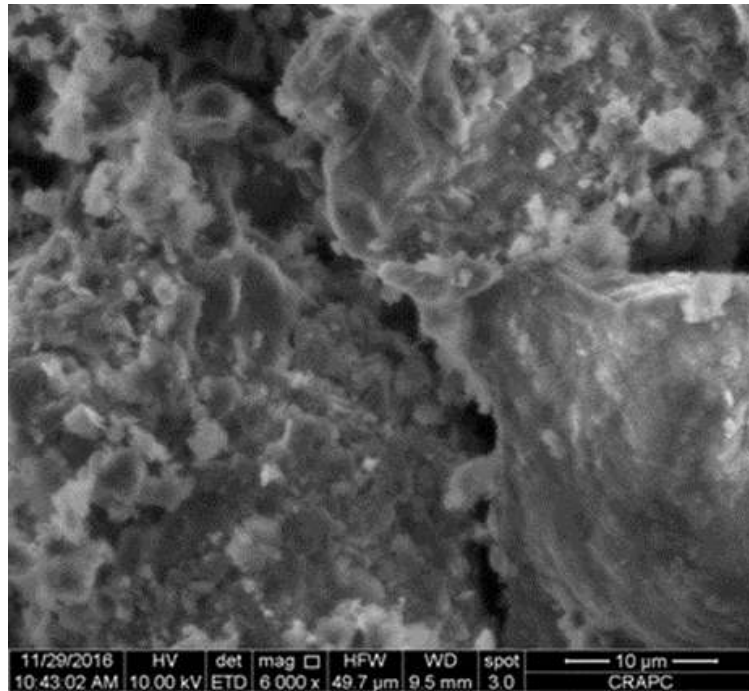


Figure VI.32. Micrographie MEB du sol traité par (8 % Bentonite+4 % Ciment) avec précipitation des blocs des cristaux (grossissement 6000 x)

VI.3.3. Relation cristaux de quartz-cristallites de kaolinite-(6 % bentonite -6 % ciment)-énergie de compactage

Après le traitement équilibré entre le mélange (bentonite-ciment), on remarque clairement que les éléments se sont réarrangés en créant une densification du notre sol par rapport aux autres traitements. Aussi, on observe la taille des pores intra-agrégats a changé donc on résulte bien l'effet du dosage en ciment par rapport le taux de bentonite important, qui donner une structure moyennement dense. Ces constatations prouvent l'effet de la diminution du potentiel d'affaissement.

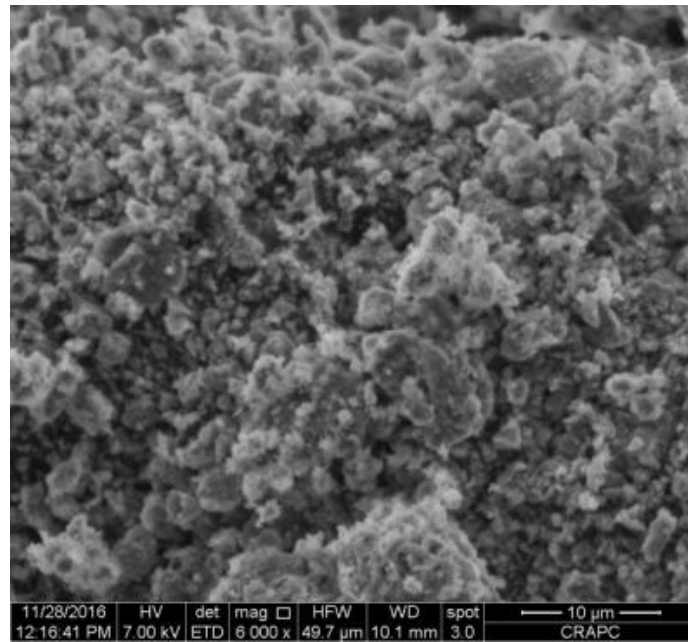


Figure VI.33. Analyse au MEB de sol traité à (6 % bentonite+6 % ciment)
(grossissement 6000 x), 50 coups

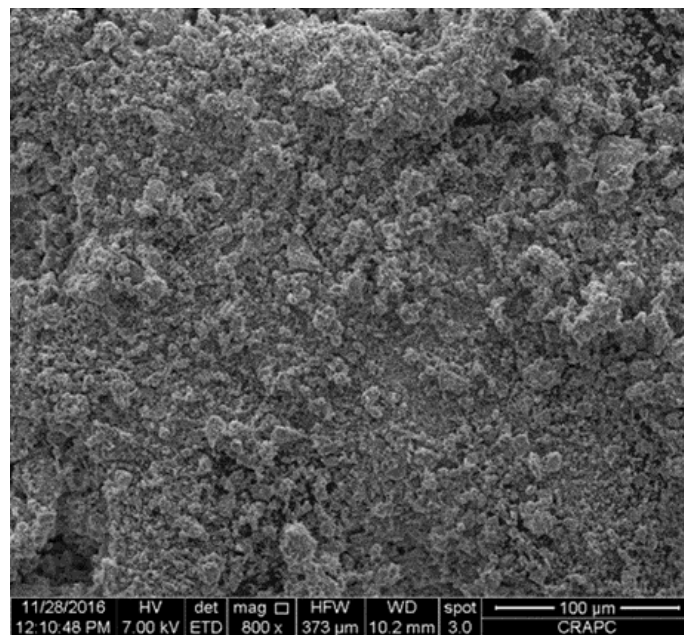


Figure VI.34. Analyse au MEB de sol traité à (6 % bentonite+6 % ciment)
(grossissement 800 x), 50 coups

L'analyse par L'EDAX (Fig VI.35), Les matières sont très riches en SiO_2 et Al_2O_3 , leurs teneurs massique en carbonation (C) sont assez importantes, précipite sous forme cristallites.

CHAPITRE VI : Analyse microstructurale

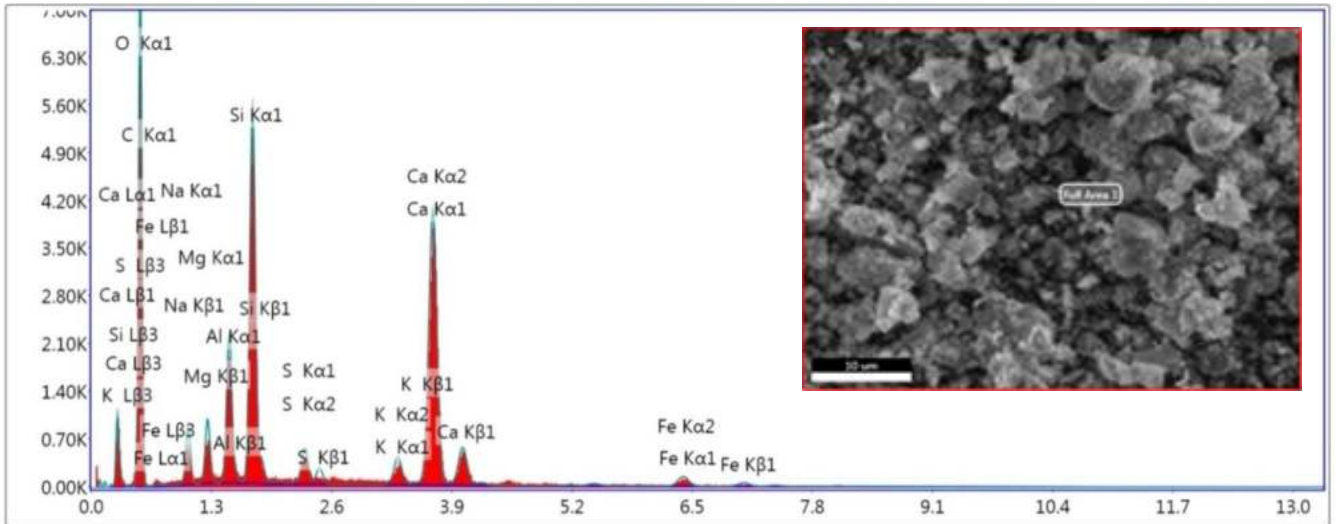


Figure VI.35. Analyse à l'EDAX de sol traité à (6 % bentonite+6 % ciment),70 coups

La micrographie prise par le MEB (Fig VI.36) montre bien que, le phénomène de floculation de ciment, réduisant les interstices particulaires et dès lors la perméabilité de la bentonite, qui entraîne une diminution de l'énergie libre de la substitution des concentrations dans les couches octaédrique et tétraédrique, qui fait un contact entre les particules par une distribution moins des tailles des pores. On remarque aussi, le texture bentonite-ciment évolue la surface spécifique de la montmorillonite et former des ions de calcium positifs Ca^{2+} ; c'est-à-dire il obtient sur une structure cristalline grumeleux avec l'apparition des cristaux du quartz.

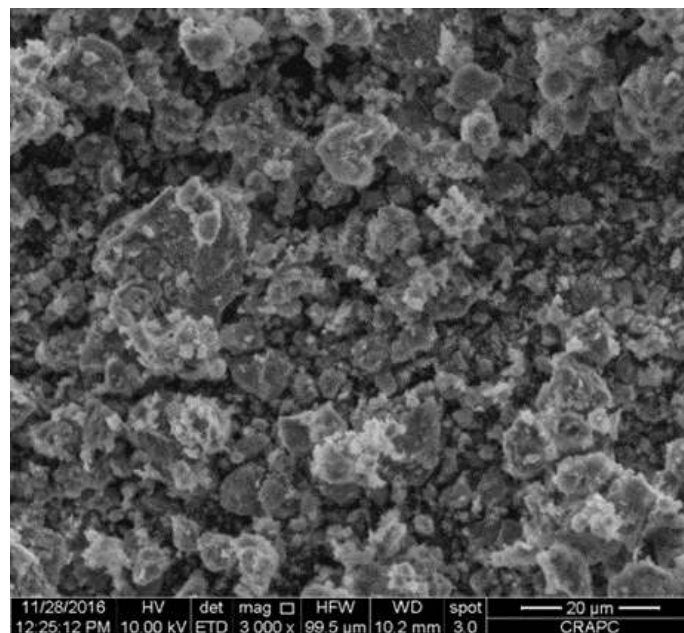


Figure VI.36. Micrographie MEB de sol traité à (6 % bentonite+6 % ciment)

Avec une surface régulière

CHAPITRE VI : Analyse microstructurale

On constate que sur l'image VI.37, l'attaque chimique par le ciment sur les minéraux argileux dans le sol former des composés à base de l'oxyde de calcium évacué est connu comme la chaux vive (CaO), est décrite une association de particules élémentaires dans les agrégats du sol, sa présence contribue au renforcement la matrice argileux par réduire la taille des pores. On remarque aussi la pression de gonflement de la bentonite diminue sensiblement avec 6% de ciment, alors réduit l'effet de l'humidité et produisent des minéraux qui entraîne des produits cimentaires (Aïtcin 2001).

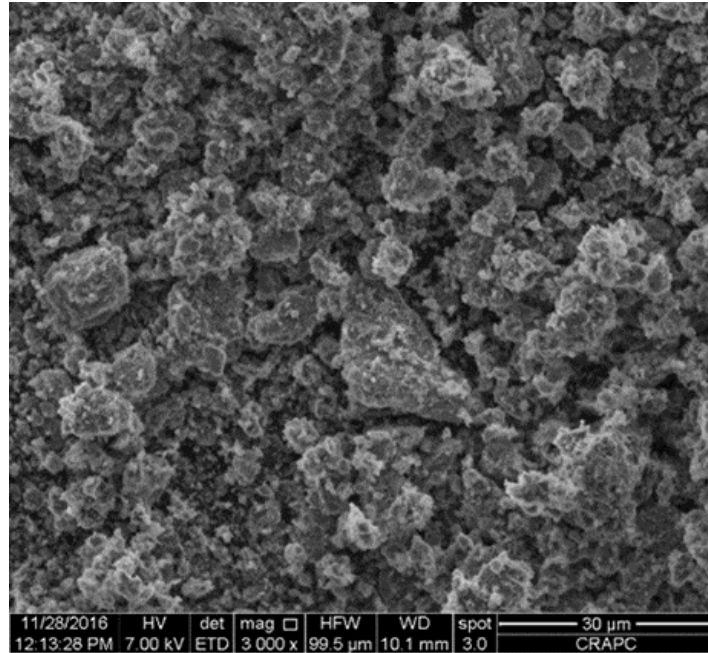


Figure VI.37. Micrographie MEB de sol traité à (6 % bentonite+6 % ciment),
avec structure grumuleux

VI.3.4. Relation cristaux de quartz-cristallites de kaolinite-(4 % bentonite-8 % ciment)-énergie de compactage

L'addition de forte teneur en ciment dans une moindre mesure de bentonite à un sol témoin (Figs VI.38, VI.39) montre une structure aggloméré avec les grains qui intimement liés en diminuent la taille des pores (Bouasker et al., 2011); cela s'explique par le fait que la floculation est suivie des réactions pouzzolaniques, qui entraînent la création de CSH et CASH qui viennent remplir ces pores et formes des ponts nombreux et solides (Fabien et al., 2011); tandis la montmorillonite accélère l'hydratation du ciment en raison de leur forte activité, aussi d'une part supprimer la sédimentation et l'autre part augmente le temps de prise.

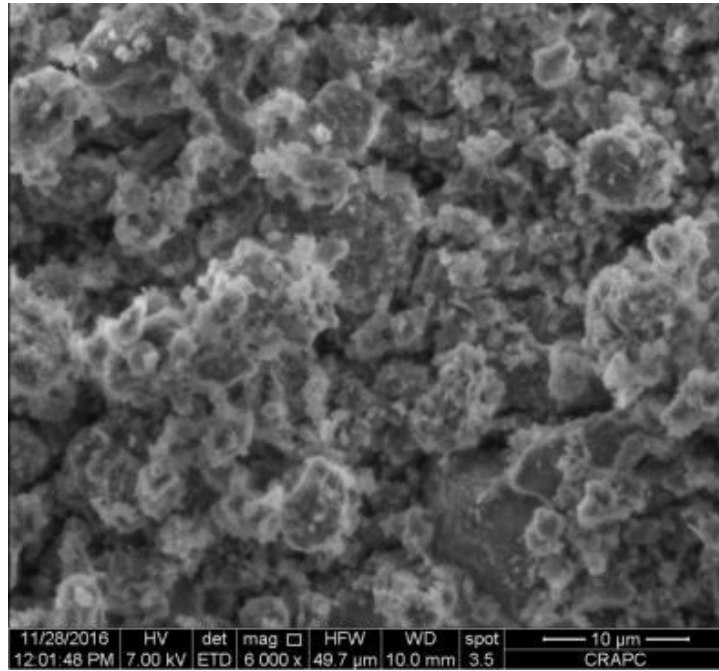


Figure VI.38. Analyse au MEB de sol traité à (4 % bentonite+8 % ciment)
(grossissement 6000 x), 30 coups

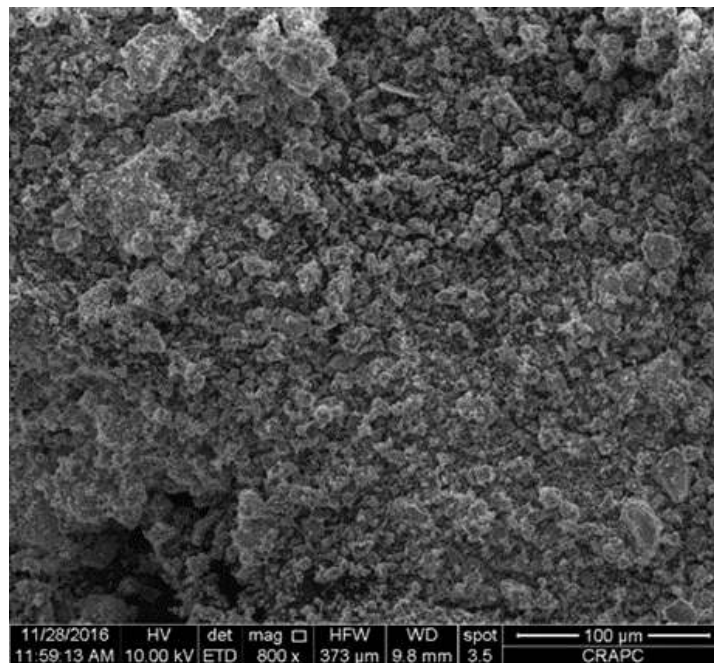


Figure VI.39. Analyse au MEB de sol traité à (4 % bentonite+8 % ciment)
(grossissement 800 x), 30 coups

CHAPITRE VI : Analyse microstructurale

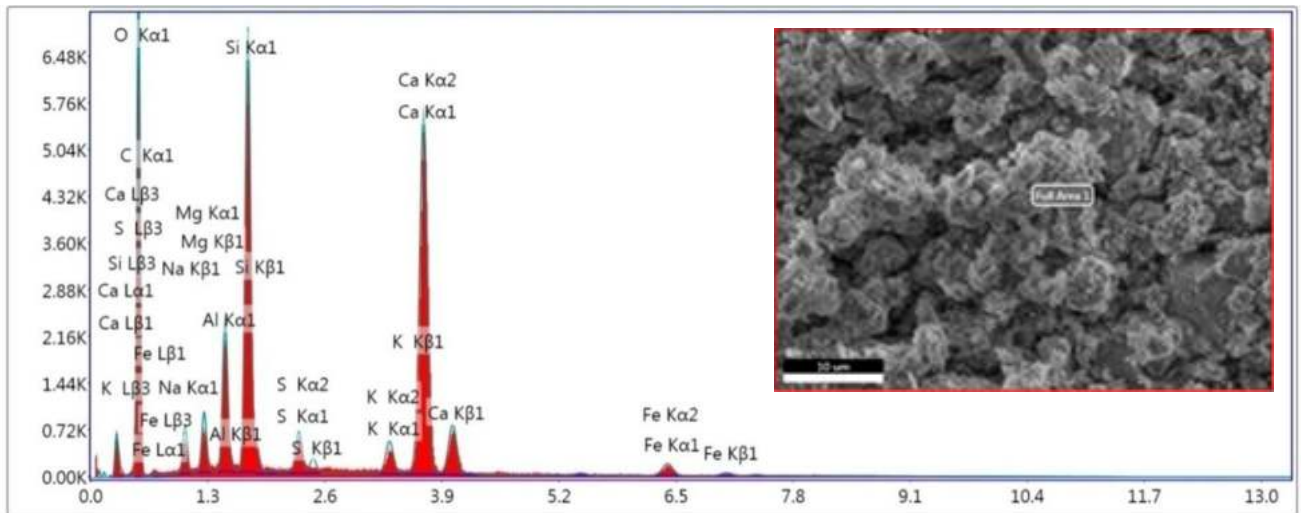


Figure VI.40. Analyse à l'EDAX de sol traité à (4 % bentonite+8 % ciment), 30 coups

On observe aussi des agglomérats de particules qui sont développés et on remarque que l'oxyhydroxyde de fer a été bien mis en évidence (Fig VI.43) et l'agglomération semble être la conséquence de la floculation, laquelle résulte de la réaction d'échange cationique entre les cations compensateurs des charges de l'échantillon et les cations Ca^{+2} qui dérivent de la dissociation de la portlandite en milieu aqueux; un composé formé lors de l'hydratation du ciment et des particules constituées essentiellement de calcium et de soufre ont été observées (Fig VI.40).

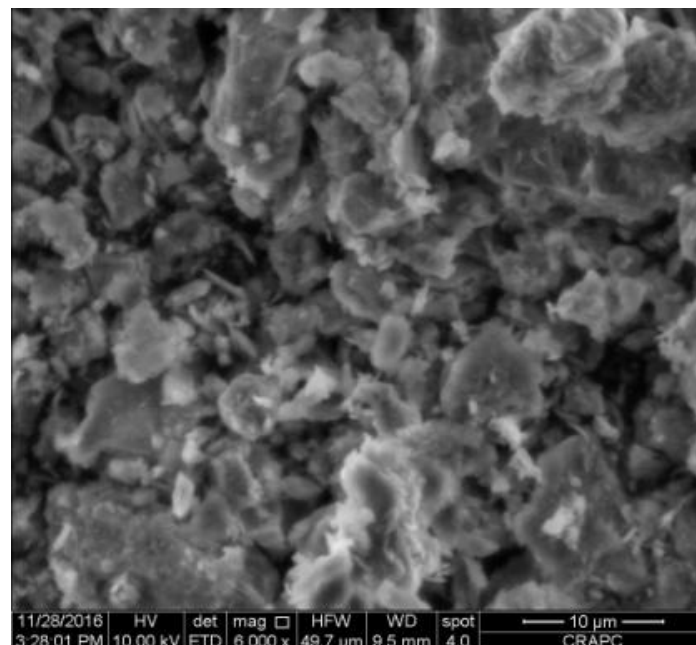


Figure VI.41. Analyse au MEB de sol traité à (4 % bentonite+8 % ciment)
(grossissement 6000 x), 70 coups

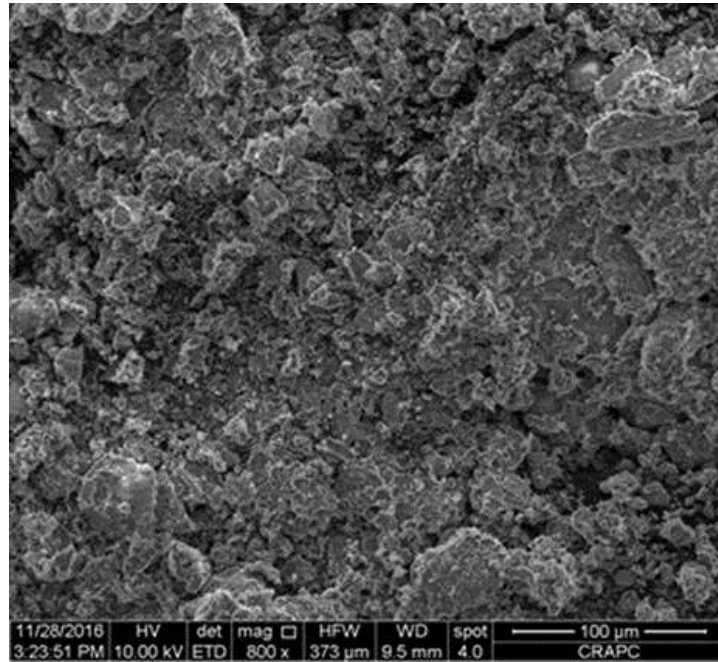


Figure VI.42. Analyse au MEB de sol traité à (4 % bentonite+8 % ciment)
(grossissement 800 x), 70 coups

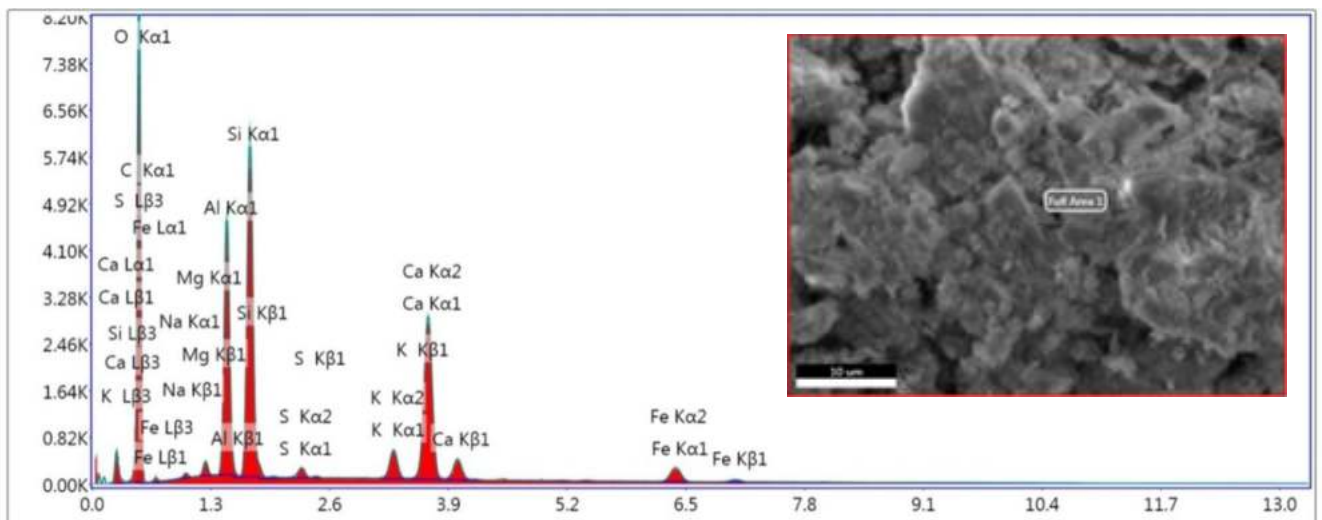


Figure VI.43. Analyse à l'EDAX de sol traité à (4 % bentonite+8 % ciment), 70 coups

VI.3.5. Relation cristaux de quartz-cristallites de kaolinite-(2 % bentonite-10 % ciment)-énergie de compactage

Le ciment empêche la pénétration d'eau à l'intérieur des particules d'argiles pour stabiliser le gel de la bentonite formé dans l'eau, l'hydratation est rapide, génère une grande quantité de chaleur et entraînent la formation d'hydroxyde de calcium (Kitazume 2005). Au fur et à mesure de cette formation, une partie du CH va se dissoudre dans l'eau interstitielle et

CHAPITRE VI : Analyse microstructurale

va être adsorbée par les particules de sol. Des échanges ioniques en particulier le remplacement dans le sol des ions sodium (Na^+) par des ions calcium (Ca^+) (Fabien et al., 2011), va entraîner un gain de ampleur porale assez limitée (Cokca 2001).

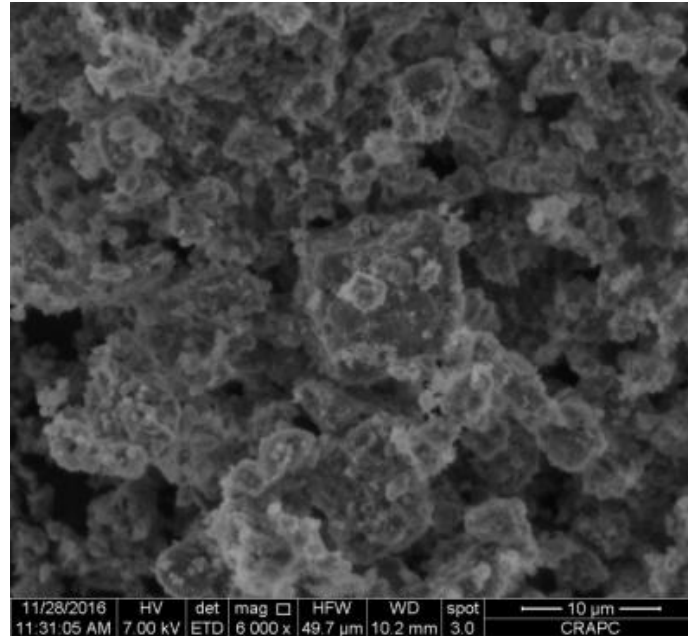


Figure VI.44. Analyse au MEB de sol traité à (2 % bentonite+10 % ciment)
(grossissement 6000 x), 30 coups

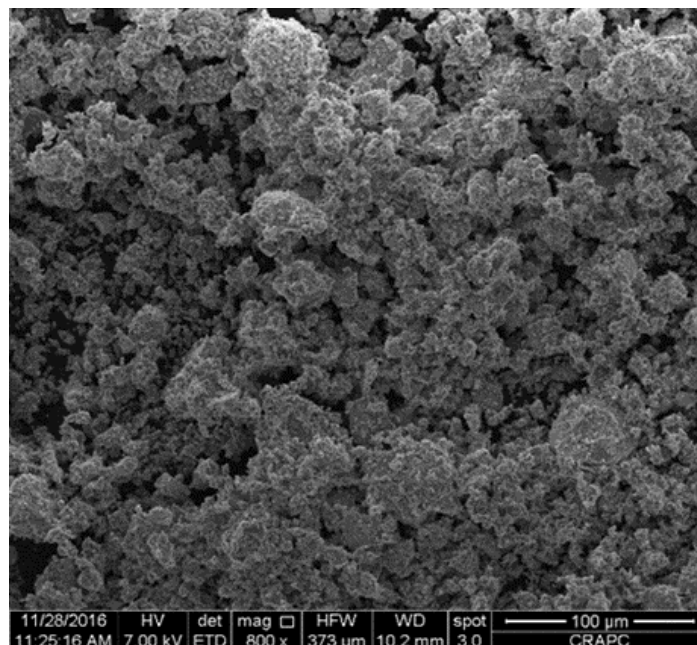


Figure VI.45. Analyse au MEB de sol traité à (2 % bentonite+10 % ciment)
(grossissement 800 x), 30 coups

CHAPITRE VI : Analyse microstructurale

On révèle par l'Analyse dispersive en énergie de rayon X (EDAX) une forte teneur de CaO au moyen (26.09 %). Les phases cristallines telles que quartz, kaolinite, montmorillonite, Silicate, feldspath, calcite, et la carbonatation. (Fig VI.46)

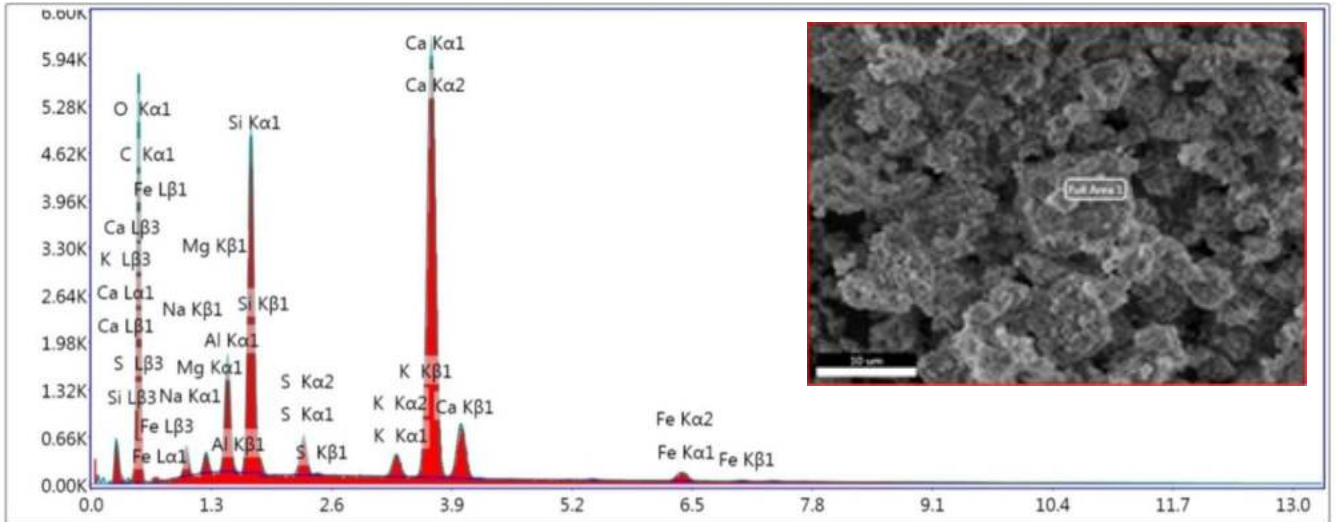


Figure VI.46. Analyse à l'EDAX de sol traité à (2 % bentonite+10 % ciment), 30 coups

L'argile montmorillonite soutient une structure de nucléation à des teneurs en ciment faible, qui change à une structure de squelette en tant que teneurs en ciment augmente; les noyaux croissent dans d'autre à la suite de procédés de céméntation secondaires. Le ciment est réduit la plasticité é et rendre le sol plus réalisable, après le durcissement. (Fig VI.47)

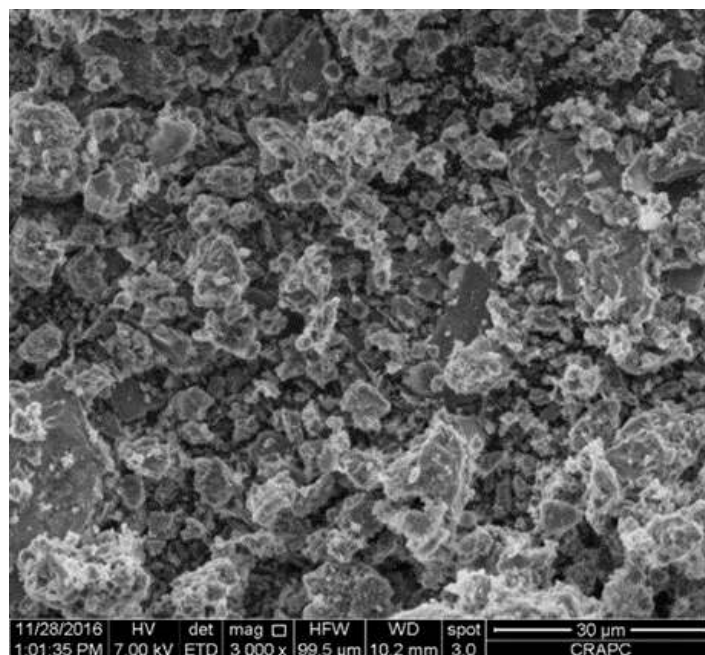


Figure VI.47. Micrographie MEB du sol traité par (2 % Bentonite+10 % Ciment) avec réarrangement des grains

CHAPITRE VI : Analyse microstructurale

Dans la figure VI.48, on remarque que Les cristaux portlandite se présentent comme des plaquettes hexagonales tandis les cristaux de CSH forment des fils enchevêtrés plus fins qui développent la surface des gains et comblent progressivement les interstices capillaires entre les grains.

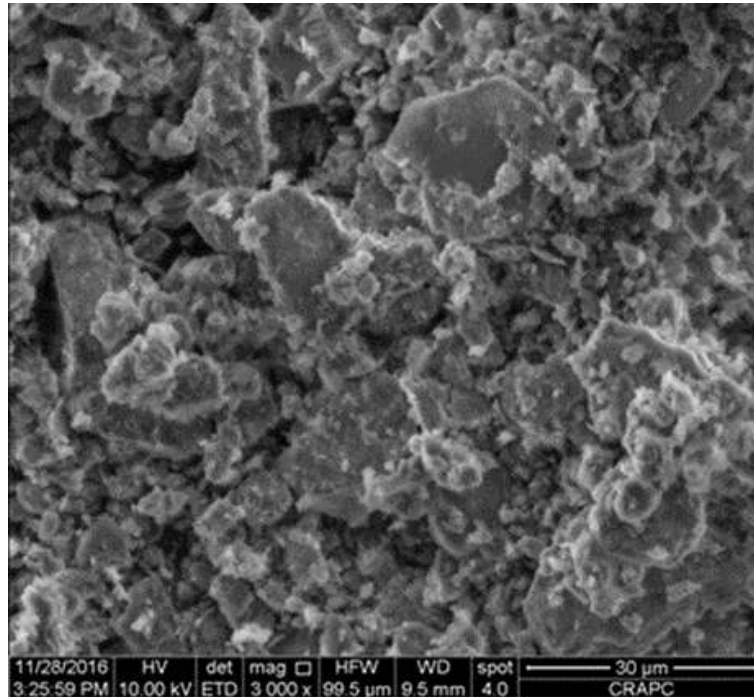


Figure VI.48. Micrographie MEB du sol traité par (2 % Bentonite+10 % Ciment) avec une formation des cristaux hexagonale, (50 coups)

La figure VI.49 montre que, Au contact du sol, le ciment absorbe l'humidité du sol, l'hydratation est rapide, génère une grande quantité de chaleur et entraîne la formation d'hydroxyde de calcium (Kitazume 2005). Au fur et à mesure de cette formation, une partie du CH va se dissoudre dans l'eau interstitielle et va être adsorbée par les particules de sol. Des échanges ioniques, en particulier le remplacement dans le sol des ions sodium par des ions calcium.

Le ciment renforce et associe les liaisons entre les feuillets de montmorillonite, donc la réduction de la surface spécifique et diminue le potentiel de gonflement. Les cristaux hydrates donner une structure cristalline particulièrement dense et enchevêtrement permettant une cohésion entre les particules.

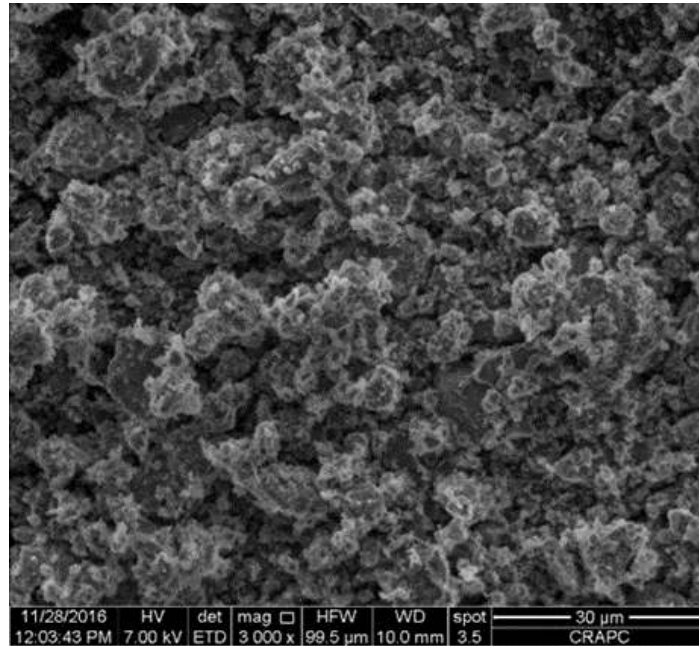


Figure VI.49. Micrographie MEB du sol traité par (2 % bentonite+10 % ciment) avec une structure dense

VI.4. Conclusion

L'observation au MEB a montré que le sol reconstitué est caractérisé par une structure à nids d'abeille avec surface poreuse formée d'un squelette lâche de cristaux de quartz est inégalement répartie par rapport les cristallites de kaolinite.

Tandis que le comportement des échantillons traités par le mélange (bentonite-ciment) est modifié, montre clairement qu'il y a une interaction notable entre les particules argileuses à travers la relation d'adsorption de la montmorillonite qui s'explique par la charge positive diffuse les cations de sodium (Na^{++}) qui attirent dans leur double couche argileux, et l'effet de ion de calcium (Ca^{++}) du ciment capté par les particules argileuses pour former des produits cimentaires, lors laisse des espaces occupés, ce qui provoque une agglomération des particules des sols .

Cette recherche constitue une contribution à une meilleure compréhension du comportement d'un sol reconstitué reconnu Affaissable et mis en contact avec le mélange (bentonite-ciment). Ce traitement ont été favorable sur la structure en provoquant un réarrangement des particules qui se traduit par la genèse d'un matériau homogène avec formation d'une structure dense à très faible porosité. Cela s'explique le mélange (bentonite-ciment) joue un effet important sur les sols collapsible.

**CONCLUSION
GENERALE
ET PERSPECTIVES**

Conclusion générale

L'effondrement des sols est un phénomène très complexe qui fait intervenir un grand nombre de paramètres intrinsèques et environnants. La présente recherche a pour but d'illustrer qu'il est possible de diminuer le potentiel d'affaissement d'un sol reconstitué au laboratoire à un niveau acceptable grâce à l'ajout d'un mélange (bentonite-ciment) à différentes pourcentages ainsi que l'effet de énergie de compactage sur le potentiel d'affaissement du même sol. Nous avons complété cette recherche par des observations au microscope électronique à balayage (MEB) de la structure du sol afin d'avoir une meilleure compréhension de l'effet de ce stabilisant (bentonite-ciment) sur les caractéristiques physiques et mécaniques du sol affaissable étudié.

Nous avons suivis les différentes étapes et abordés les différents paramètres de notre recherche. Tout d'abord une analyse bibliographique traitant le comportement des sols non saturés, au phénomène d'effondrement, prédiction et stabilisation des sols a été réalisée. Le travail a ensuite successivement abordé la caractérisation détaillée des différents matériaux utilisés dans l'étude, une analyse physico-chimique complétée par une analyse de la microstructure à l'aide de la microscopie électronique à balayage et enfin l'étude du comportement du sol reconstitué, principalement à l'aide de l'œdomètre tout en variant la teneur en eau initiale, l'énergie de compactage.

Il ressort de ce travail les conclusions suivantes :

- Un sol affaissable peut être reconstitué au laboratoire, en mélangeant à différentes proportions (25 %) de kaolin, comme particules fines, avec (75%) de sable, ramené à des teneurs en eau inférieures à l'optimum Proctor (4, 6 et 8%) et compacté à différentes énergies de compactage (30, 50 et 70 coups).
- Le comportement physico-mécanique du sol témoin (SNT) est lié d'une part à l'énergie de compactage (E_c), et l'autre part à la teneur en eau initiale (w_0).
- Les essais de consistance montrent que les échantillons traités par le mélange (bentonite-ciment) augmentent lorsque le pourcentage d'une part de bentonite croît de 2 à 10 % et diminue par rapport à la diminution du pourcentage du ciment de 10 à 2 % d'autre part.
- Le couple (bentonite-ciment) modifie les caractéristiques de compactage, d'une part la densité sèche diminue par l'effet du ciment qui provoque une agglomération des particules des sols et d'autre part une augmentation de la teneur en eau optimale

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

qui est due au dosage fort en bentonite qui augmente la rétention d'eau à cause des feuillets de la montmorillonite. On remarque aussi que, pour les échantillons traités, la cohésion augmente et l'angle de frottement interne diminué. Ce comportement peut être attribué à l'effet du mélange bentonite-ciment.

- D'après les essais de compressibilité, le potentiel C_p décroît lorsque la teneur en eau et l'énergie de compactage augmente. On constate aussi que, la meilleure réduction optimale est obtenue pour la teneur en bentonite (4 %) et la teneur en ciment (8 %).
- L'étude de la microstructure par le MEB a montré que le sol reconstitué est caractérisé par une structure poreuse formée d'un squelette lâche de grains dont (75%) de sable au sein duquel la fraction argileuse (25%) de kaolin est inégalement répartie.
- L'observation au microscope électronique à balayage (MEB), des échantillons non traités révèlent une structure lâche avec présence d'un espace poral important, comparativement aux échantillons traités possèdent une structure dense avec réarrangement des particules. En conséquence, dans un mélange composé de (bentonite-ciment), les ions de sodium (Na^{++}), et de calcium (Ca^{++}) capté par les particules argileuses pour former des produits cimentaires, lors laisse des espaces occupés, conduisant à une diminution de la porosité, qui entraîne une structure rigide et stable.
- Le comportement est associé à une modification microstructurale et physico-chimique permettant d'expliquer la stabilisation est efficace.

Perspectives et recommandation

Dans le but de poursuivre cette recherche, nous préconisons quelques axes à développer dans les futures recherches :

- Aide l'essai triaxial et la succion pour d'approfondir la compréhension du comportement mécanique de ce sol.
- Valider les résultats obtenus par la modélisation numérique.
- Etudier le comportement des sols affaissables naturels.
- Suivre le comportement de ces sols traités à long terme.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

Références Bibliographiques

- Abbeche, K., Hammoud, F and Ayadat, T (2007), "Influence of relative density and lay fraction on soils collapse", *Experimental unsaturated soil mechanics*, Springer Proceedings in Physics, 112:3-9.
- Abbeche, K., Ayadat, T et Lahmadi, A (2009), "Traitement d'un sol à effondrement brusque par la chaux," *Séminaire International Innovation et Valorisation dans le Génie Civil*, pp 164-168.
- Abbeche, K., Bahloul, O., Ayadat, T and Bahloul, A (2010), "Treatment of collapsible soils by salts using the double consolidation method", *Experimental and Applied Modeling of Unsaturated Soils*, Proceedings of Geoshanghai, Shanghai, Chine, doi:10 1061/41103(396)10, June.
- Abbeche, K., Laouar, M and Messaoud, F (2010), "Prediction of collapsible soils by cone penetrometer and ultrasonic tests", In *Studia Geotechnica et Mechanica*, Vol XXXII 2:3-21.
- Abbeche, K., Laouar, M.S and Messaoud, F (2010), "ultrasonic and cone penetrometer tests for predicting the collapsible soils", *IREMOS*, Vol 3, N° 2, pp 194-201.
- Abbeche, K., Lahmadi, A and Bahloul, O (2018), "Treatment of collapsible soils by cement using the double consolidation method", *Proc of the 1st GeomEast International Congress and Exhibition, Egypt on Sustainable Civil Infrastructures*, pp 76-88, Doi: 10.1007/978-3-319-61931-6-7.
- Abou-bekr, N and Aissa mamoune, S.M (2004), "Stabilisation of swelling soils using salts", *Conférence Internationale de Géotechnique*, Beyrouth, Lebanon.
- Acker, P (1988), "Comportement mécanique du béton : Apports de l'approche physico-chimique", *Rapport de Recherche LPC*, 48 S.
- Aissa Mamoune, S.M (2009), "Caractérisation et modélisation des argiles de la région de Tlemcen en utilisant les réseaux de neurones", *Thèse de Doctorat*, Université d'Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, Algérie, p 171.
- Aïtcin, P,C (2001), "Le béton à haute performance", Editions Eyrolles.
- Aiu, M (2006), "The chemistry and physics of nano-cement", *Thèse de Doctorat*, University of Delaware.
- Akcay, G., Akcay, M and Yurdakoc, K (2006), "The characterization of prepared organomontmorillonite (DEDMAM) and sorption of phenoxyalkanoic acid herbicides from aqueous solution", *Colloid, J and Interface Sci*, 296, pp 428-433.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Allam, O (2011), "Etude au laboratoire de l'influence des sels sur la pression de gonflement des marne", Université de Tlemcen, Algérie.
- Alonso, E.E., Gens, A and Hight, D.W (1987), "Special Problem soils", General Report Proceedings of the Ninth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin.
- ASTM, D (1996), "Standard test method for measurement of collapse potential of soils", The American Society for Testing and Materials, D 5333-92.
- Aubouin, J., Brousse, R et Lehman, J.P (1968), "Précis de Géologie", 1^{er} Cycle et Licence, Tome I : Pétrologie, Dunod.
- Audiguiet-Marcel, M (1979), "Contribution à l'étude du comportement de l'eau dans les sols en fonction de leur texture", Mémoire de DEA, Centre de Géologie d'ingénieur, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, p 148.
- Ayadat, T et Gherabli, H (1995), "Traitement d'un sol affaissable par du ciment CPA 32,5," Annales TIBTP, pp 34-43, Janvier.
- Ayadat, T et Belouahri, B (1996), "Influence du coefficient d'uniformité sur l'amplitude et le taux de l'affaissement des sols", Revue Française de Géotechnique, 76:25-34.
- Ayadat, T., Belouahri, B et Attammar, R (1998), "La migration des particules fines comme approche d'explication du mécanisme de l'effondrement des sols", Revue Française de Géotechnique, N° 83, pp 73-81.
- Azzouz, F.Z (2006), "Contribution a l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflantes de la région de Tlemcen", Université Abou Bekr Belkaid-Tlemcen, Algérie, pp 12-14.
- Babouri, R (2008), " Stabilisation des sols argileux par la chaux cas des de kaolinite de Ghelma", Université de M'sila, Algérie.
- Bahloul, O., Abbeche, K., Bahloul, A and Halitim, A (2014), "Effect of sodium chloride on the wetting induced collapse strain of soils", MJCE, Vol. 26, pp 119-135.
- Bahloul, O (2015), "Etude de l'influence des sels sur le taux et l'amplitude de l'affaissement d'un sol a effondrement brusque par differentes contraintes verticales", Thèse Doctorat, Université El Hadj Lakhdar Batna, Algérie.
- Bahloul, O., Abbeche, K and Bahloul, A (2016), "Study of the microstructure of collapsible soil treated with the potassium chloride", Journal of Applied Engineering Science et Technology 2 (1): 39-42.
- Bakir, N., Abbeche, K and Panczer, G (2017), "Experimental study of the effect of the glass fibers on reducing collapse of collapsible soil", Geomechanics and Engineering. Vol 12, N° 1.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Barden, L., McGown, A and Collins, K (1973), "The collapse mechanism in partly saturated soil", *Engineering Geology*, 7, pp 49-60.
- Barden, L (1974), "Consolidation of clays compacted dry and wet of optimum water content", *Géotechnique*, Vol 24, N° 4.
- Bekkouche, A., Djedid, 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*, Réf 4375, pp 67-75.
- Bell, F and Bruyn, I.d (1997), "Sensitive, expansive, dispersive and collapsive soils", *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, (56):19-38.
- Benchouk-Bendi-Ouis, A (2005), "Comportement des argiles des barrages Sikkak et Boughrara soumis à une pression interstitielle négative", Université de Tlemcen, Algérie.
- Benedjama, A (1982), "Etude des bentonites Algériennes", ENP, Alger.
- Benkadja, R (2006), "Influence de l'essence sur le degré de l'affaissement des sols", *The Geological Society of London, IAEG 2006*, pp 742.
- Bergado, D.T., Lorenzo, G.A., Taechakumthorn, C and Balasubramiam, A.S (2005), "Compression Behavior of High Water Content Cement-Admixed Clay", *Deep Mixing 05*, Stockholm, pp 221-230.
- Besson, G., Decarreau A., Manceau, A., Sanz, J et Suquet, H (1990) "Organisation interne du feuillet", *Société Française de Minéralogie et de Cristallographie*, Paris.
- Booth, A (1977), "Collapse settlement in compacted soils", *Bulletin-National Institute for Transport and Road Research* (13).
- Borisover, M (2011), "The potential of thermally treated organobentonites to adsorb organic compounds from water", *Applied Clay Science*.
- Bouasker, M., Kharrat, A et Al-Mukhtar, M (2011), "Comportement hydromécanique des argiles traitées à la chaux : Effet de la variation du poids volumique et de la teneur en eau".
- Boussaid, K (2005), "Sols intermédiaires pour la modélisation physique : application aux fondations superficielles", *Ecole Centrale de Nantes*, France.
- Boutarfa, M., Belhadri, M et Boudjenane, N (2012), "Caractérisation physique et rhéologique de la bentonite de Maghnia".
- Bruchon, J.F et Delage, P (2014), "Analyse par microtomographie aux rayons X de l'effondrement capillaire dans les matériaux granulaires", *Thèse de Doctorat Géomatériaux, Ecole Doctorale : Sciences, Ingénierie et Environnement, Paris-Est*, France.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Bultel, F (2001), "Prise en compte de gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels", Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France, p 290.
- Cabane, N (2004), "Sols traités à la chaux et aux liants hydrauliques : Contribution à l'identification et à l'analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation", Thèse de Doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Saint-Etienne, France.
- Caillère, S et Henin, S (1959), "La classification des argiles", XX Congr, Geol, Internat, Mexico, pp 1-8.
- Ceyda, B (2005), "Investigation of the factors affecting organic cation adsorption on some silicate Mineral", Journal of Colloid and Interface Science; 281, pp 33-38.
- Charrad, K (2010), "Contribution des argiles ferrifères à l'élaboration de biocapteurs ampérométriques : Etude de l'interaction de l'Hémoglobine avec des Argiles et des Hydroxydes Doubles Lamellaires", Thèse de Doctorat, Université 7 Novembre de Carthage et de l'université de Grenoble, Tunisie, p 156.
- Charron, J.P., Marchand, J., Bissonnette, B et Pigeon, M (2001), "Comportement au jeune âge du béton-Vers un meilleur contrôle de la fissuration des ouvrages", Congrès de l'ACI Section du Québec et de l'Est de l'Ontario, Montréal, Canada.
- Clark, B.A and Brown, P.W (1999), "The formation of calcium sulfoaluminate hydrate compounds: Part I", Cement and Concrete Research, S2, pp 1943-1948.
- Cokca, E (2001), "Use of Class C Fly Ash for the Stabilization of an expansive soil", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 127(7), pp 568-573.
- Collins, K and McGown, A (1974), "The form and function of microfabric features in a variety of naturel soils", Géotechnique 24, N° 2, pp 223-254.
- Cox, D.W (1978), "Volume change of compacted clay fill", ICE conf, on clay fills, pp 79-86.
- Cséri, T (1995), "Utilisation de montmorillonites comme catalyseurs ou supports dans des réactions organiques", Thèse de Doctorat, Lyon, France, p130.
- Cui, Y.J (1993), "Etude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élasto-plastique", Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, CERMES, Paris, France.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Cui, Y.J et Magnan, J.P (2001), “Affaissements locaux dus à l’infiltration d’eau”, in Géomécanique Environnementale, Risques Naturels et Patrimoine, Sous la Direction de Scherefler, B et Delage, P, Editions Lavoisier, Hermès, France.
- Damour, D and Salevetat, S (1847), “Anal, Phys, Chim”, 21, 3781, 847.
- Dams, J.M.A and Evans, S (1978), “Determination of cation-exchange capacity (layer charge) of small quantities of clay minerals by nephelometry”, Edward Davies Chemical Laboratories, University College of Wales, Aberystwyth, Dyfed, SY23NE, U.K.
- Das, B (1995), “Principles of foundation engineering”, Boston: PWS.
- Davalle, E.M (1991), “Modèle numérique du comportement d'un sol liquéfiable sous sollicitations dynamiques”, Thèse de Doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, EPFL.
- Delage, P et Cui, Y.J (2001), “L’eau dans les sols non saturés”, Extrait de la Collection : Techniques de l’Ingénieur C 301.
- Delage, P., Cui, Y and Antoine, P (2005), “Geotechnical problems related with loess deposits in Northern France”, In Proceedings of International Conference on Problematic Soils, Vol 25, p 27.
- Demirbas, A (2009), “Agricultural based activated carbons for the removal of dyes from aqueous solutions: A review”, Hazard, J, Mater, 167, pp 1-9.
- Derafa, G et Chelali, N (2014), “Synthèse et caractérisation de montmorillonite modifiée : Application à l’adsorption des colorants cationiques ”.
- Deribere, M et Esme, A (1941), “La bentonite-Les argiles colloïdales et leurs emplois Ed”, Dunod, 25, 175,198.
- Didier, G (1972), “Gonflement cristallin des montmorillonites : Sa prévision”, Thèse SCI, Université Claude Bernard, Lyon, p 109.
- Duaufour, P (1977), “Pédologie, pédogénèse et classification”, Masson, Paris.
- Dudley, J.H (1970), “Review of collapse soils Journal of the Soil”, Mechanics and Foundations Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, pp 925-947, May.
- Eddelmann, G and Favejee, J.C (1940), “On the cristal structure of montmorillonite and hallosite”, Ed, Kriste, 102, 417.
- Esteoule, J et Perret, P (1999), “Etude expérimentale des phénomènes de stabilisation des sols fins par la chaux”, Bull, Liaison Labo, P et Ch.
- Fabien, S et Philippe, R (2011), “Evaluation des propriétés mécaniques d'un sol traité au ciment”.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Ferreira, S.R.M et Lacerda, W.A (1995), "Volume change measurements in collapsible soil by laboratory and field test in collapsible soil", in Proceeding of the first international conference on Unsaturated Soil, UNSAT 95, Presses des Ponts et Chaussées Editions, France.
- Fort, A (2014), "Le Sol", <http://slideplayer.fr/slide/1141153/>.
- Gens, A and Alonso, E.E (1992), "A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays", *Can, Geotech, J*, 29, pp 1013-1032.
- Gherardib (1998), "Organisation multi-échelle et stabilité colloïdale de suspensions d'argiles organophiles en milieu organique", Thèse Chimie-Physique, Université d'Orléans, p 160.
- Hachichi, A et Fleureau, J.M (1999), "Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algérie", *Revue Française de Géotechniques*, Presses des Ponts et Chaussées, N° 86, pp 37-51.
- Hachichi, A., Bourokba, S.A., Benaïssa, A., Fleureau, J.M., Hattab, M et Taïbi, S (2009), "Etude des phénomènes retrait- gonflement et stabilisation des sols gonflants de la région d'Oran".
- He, H (2010), "Organoclays prepared from montmorillonites with different cation exchange capacity and surfactant configuration", *Applied Clay Science* 48, pp 67-72.
- Holtz, W.G and Hilf, J (1961), "Settlement of soil foundations due to saturation", In *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Paris, Vol 1, pp 673-679.
- Holtz, R.D et Kovacs, W (1991), "Introduction a La Geotechnique", Editions de l'Ecole polytechnique de Montereil, pp 87-98.
- Holtz, R.D et Kovacs, W.D (1996), "Introduction à la géotechnique", traduit par Lafleur J, Edition de l'Ecole Polytechnique de Montréal, Canada , pp 808.
- Houston, S.L., Mahmoud, H.H and Houston, W.N (1995), "Down-hole collapse test system", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol 121, N° 4.
- Huret, C (1985), "Influence de la température (5 à 80°C) sur les propriétés mécaniques d'un loess remanié", Thèse de Docteur Ingénieur ENSMP et Université de Paris VI.
- Iltis, M (1979), "Contribution a l'étude du traitement des argiles gonflantes en cours de forage", Thèse de Doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, France.
- Ingles, O.G and Metcalf, J.B (1972), "Soil Stabilization", Butterworth's, Sydney.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Jennings, J. E and Knight, K (1957), “The additional settlement of foundations due to collapse of structure of sandy subsoil’s on wetting”, Proc, 4th Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3:316-319.
- Jennings, J.E. and Knight, K (1975), “A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure”, Proc., 6th, Regional Conf., For Africa on SMFE, Durban, South Africa, pp 99-105.
- Jozja, N (2003), “Etude de matériaux argileux Albanais. Caractérisation multi-échelle d'une bentonite magnésienne. Impact de l'interaction avec le nitrate de plomb sur la perméabilité”, Thèse de Doctorat de l'Université d'Orléans.
- Khattab, S.A (2002), “Etude multi-échelles d’un sol argileux plastique traité à la chaux”, Thèse de Doctorat Université d’Orléans, p 224.
- Kitazume, M (2005), “State of Practice Report: field and laboratory investigation, properties of binders and stabilised soils”, Deep Mixing (05), Stockholm, pp 660-684.
- Knight, K (1961), “The Collapse of Structure of Sandy Sub-soils on Wetting”, Thèse de Doctorat, University of The Witwatersrand.
- Knight, K (1963), “The origin and occurrence of collapsing soils”, Proc, 3rd Reg, African CSMFE 1, 127-130, (1.4.1).
- Koulougli, S (2007), “Etude expérimentale des mélanges sable-bentonite leurs performances comme barrières de confinement dans les CET”, Thèse de Doctorat Université de Constantine, Algérie, pp 71-80.
- La Torre, A.G., de Vera, R.N., Cuberos, A.J.M and Aranda, M.A.G (2008), “Crystal structure of low magnesium-content alite: Application to Rietveld quantitative phase analysis”, Cement and Concrete Research, X (11), pp 1261-1269.
- Lawton, E.C., Fragaszy, R.J and Hardcastle, J.H (1991), “Stress ratio effects on collapse of compacted clayey sand”, Journal of Geotechnical Engineering, 117(5):714-730.
- Le Kouby, A., Duc, M., Marino-Paredes, J and Fanelli, S (2016), “Approche multi-échelle du traitement des argiles par la méthode du Deep Soil Mixing”.
- Lepluard, L (2002), “Nanocomposites époxy-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 National des Sciences Appliquées, INSA de Lyon, p 252.
- Le Roux, A (1975), “Les différentes textures et leur influence sur le comportement des sols argileux et marneux”, Géologia Applicata Indrogéologia, Vol X, part II, pp 67-85.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Luckham, P.F and Rossi, S (1999), “Colloïdal and rheological properties of bentonite suspensions”, *Adv, Colloid Interface Sci*, 82, 43-92.
- Maëva, B., Elise, C., Morgane, C et Claire, F (1992), “Sol, Lemonnier : S.N”.
- Maison, T (2011), “Analyse à l'échelle microscopique des phénomènes d'humectation et de dessiccation des argiles”, Thèse Doctorat, Ecole Centrale des Arts et Manufactures, Ecole Centrale Paris, France, p 270.
- Makar, J.M and Chan, G.W (2008), “End of the induction period in ordinary Portland cement as examined by High-Resolution Scanning Electron Microscopy”, *Journal of the American Ceramic Society*, 24(4), pp 1292-1299.
- Mansri, A et Choukchou, B.N (2011), “Vanadium supporte sur montmorillonite inter calée au titane V/TI -PILC: Préparation, caractérisation et réactivité en époxydation du cyclohexene ”.
- Marsily (de), G (1981), “Hydrogéologie quantitative”, Collections Sciences de la Terre, Edition Masson, p 215.
- Masekanya, J.P (2008), “Stabilité des pentes et saturation partielle. Etude Expérimental et Modélisation Numérique”, Thèse de Doctorat, Université de Liège, Faculté des Sciences Appliquées, France, p 283.
- M'bodj, O., Ariguib, N.K., Ayadi, M.T and Magnin, A (2004), “Plastic and elastic properties of the systems interstratified clay-water-electrolyte-xanthan”, *Colloid, J, Interface Sci*, 273, pp 675-684.
- Merlini, M., Artioli, G., Cerulli, T., Cella, F and Bravo, A (2008), “Tricalcium aluminate hydration in additivated systems. A crystallographic study by SR-XRPD”, *Cement and Concrete Research*, X (9), pp 477-486.
- Minh, T.Q et Husson, B (2012), “Utilisation du métakaolin par substitution partielle du ciment dans les applications géotechniques d'injection et de scellement d'ancrage”.
- Mitchell, J.K (1976), “Fundamentals of soil behavior”, Wiley, p 436.
- Mitchell, J.K (1993), “Fundamentals of soil behavior”, N° 2, New York, pp 111-130, John Wiley and Sons Edition.
- Mitchell, J.K and Sogan, K (2005), “Fundamentals of soil behavior”, John Wiley and Sons, Ltd., 3th Edition. (1.2.8), (1.4.1), (1.4.2).
- Mohammad, Y.F., Mohammad, M.A and Mahmoud, T.A (2013), “Studying collapse potential of gypseous soil treated by grouting”, The Japanese Geotechnical Society.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Montanez, J.E.C (2002), "Suction and volume change of compacted sand-bentonite mixtures", Ph.D.Thesis, Imperial College of Science, Technology and Medicine, London, U.K.
- Moussaoui, Z et Abderrahim. O (2012), "Intercalation de dendrimères à travers la bentonite sodique".
- Mrad, M (2005), "Modélisation du comportement hydromécanique des sols gonflants non saturés", Thèse de Doctorat Institut Nationale de Polytechnique de Lorraine, France.
- NF P 18-597, Granulats : Détermination de la propreté des sables : "Equivalent de sable à 10 % de fines", ISSN 0335-3931, Décembre 1990.
- NF P 94-051, Sols : Reconnaissance et essais, "Détermination des limites d'Atterberg, limite de liquidité à la coupelle - limite de plasticité au rouleau, ISSN 0335-3931", Mars 1993.
- NF P 94-056, Sols : Reconnaissance et essais, "Analyse granulométrique : Méthode par tamisage à sec après lavage", ISSN : 0335-3931, Mars 1996.
- NF P 94-057, Sols : Reconnaissance et essais, "Analyse granulométrique des sols par sédimentométrie", ISSN 0335-3931, 1994.
- NF P 94-071-1, Sols : Reconnaissance et essais, "Essai de cisaillement rectiligne à la boîte, partie 1 : Cisaillement direct", ISSN 0335-3931, Août 1994.
- NF P 94-093, Sols : Reconnaissance et essais, "Détermination des références de compactage d'un matériau : Essai Proctor normal-essai Proctor modifié", ISSN 0335-3931, Octobre 1999.
- Olabaria, J.G (2003), "Etude du comportement des limons loessiques soumis aux vibrations ferroviaires, Tesina d'especialitat, Escola técnica superior d'enginyers de camins, Canals i ports de barcelona", Universitat Politecnica de Catalunya.
- Ozcan, A (2007) "Modification of bentonite with a cationic surfactant: An adsorption study of textile dye Reactive Blue 19", Journal of Hazardous Materials, 140, pp 173-179.
- Pereira, J.H.F and Fredlund, D.J (2000), "Volume change behaviour of collapsible compacted gneiss soil", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol 126, N° 10.
- Peterson, V.K (2004), "A Rietveld refinement investigation of a Mg-stabilized triclinic tricalcium silicate using synchrotron X-ray powder diffraction data", Powder Diffraction, 42 (4), pp 356-358.
- Prusza, A and Choudry, T (1979), "Collapsibility of residual soils", In Proc, 13th Congres on Large Dams, New Delhi, India, Q, Vol 49, pp 117-130.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Pusch, R (1982), "Mineral-water interactions and their influence on the physical behaviour of highly compacted Na bentonite", *Can, Geotech, J*, 19, pp 381-387.
- Pusch, R and Yong, R (2003), "Water saturation and retention of hydrophilic clay buffer - microstructural aspects", *Applied Clay Science* 23(1-4), pp 61-68.
- Rao, S.M and Revanasiddappa, K (2003), "Role of soil structure and matric suction in collapse of compacted clay soil", *Geotechnical Testing Journal*, Vol 26, Issue1, ASTM International.
- Reznik, Y.M (2000), "Engineering approach to interpretation of oedometer tests performed on collapsible soils", *Engineering Geology*, Vol 57, Elsevier Science.
- Rogers, C (1995), "Types and distribution of collapsible soils", In *Genesis and Properties of Collapsible Soils*, pp 1-17, Springer.
- Rosenqvist, T.H (1959), "Physico-chemical properties of soils: Soil-water systems", *Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division*, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Avril.
- Rouessac, F et Rouesac, A (1998), "Analyse chimique : Méthodes et techniques Instrumentales Modernes, 4^{ème} Edition, Dunod", p129.
- Stutzman, P.E (2001), "Scanning electron microscopy in concrete petrography", *Materials Science of Concrete Special Volume: Calcium Hydroxide in Concrete (Workshop on the Role of Calcium Hydroxide in Concrete)*, Anna Maria Island, Florida, pp 59-72.
- Taylor, H.F.W (1997), "Cement Chemistry", 2nd Edition, Thomas Telford Edition.
- Tessier, D (1984), "Etude expérimentale de l'organisation des matériaux argileux, hydratation, gonflement et structure au cours de la dessiccation et de la réhumectation", Thèse de Doctorat de l'Université de Paris VII : 361.
- Thomas, M., Petry, P.E and 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.
- Touret, O., Pons, C.H., Tessier, D et Tardy, Y (1990), "Etude de la repartition de l'eau dans des argiles saturées Mg^{2+} aux fortes teneurs en eau", *Clay Minerals* 25, pp 217-233.
- Touzouti, K et Meddahi, A (2012), "Introduction aux nanociments-nanobétons".
- Van Olphen, H. (1963), "Internal mutual flocculation in clay suspensions", *Colloid, J, Sci*, 19, pp 313-322.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Vernet, C et Cadoret, G (1992), "Suivi en continu de l'évolution chimique et mécanique des BHP pendant les premiers jours dans les Bétons à Hautes Performances-Characterisation, durabilité, applications", Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Wakim, J (2005), "Influence des solutions aqueuses sur le comportement mécanique des roches argileuses", Thèse De Doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, Fontainebleau Cedex, France, p 154.
- Windal, T. (2001), "Etude en laboratoire du gonflement des sols : Mise au point d'un oedomètre flexible et étude du gonflement tridimensionnel", Thèse de Doctorat, Laboratoire de Mécanique de Lille (U.R.A. CNRS 1441), Ecole Universitaire d'Ingénieurs de Lille, France, p 128.
- Xiang-Ling, L.I (1999), "Comportement Hydromécanique des Sols Fins : de l'état saturé à l'état non saturé", Thèse de Doctorat Université de Liège, France, p 375.
- Ye, Q., Zhang, Z., Kong, D et Chen, R (2007), "Influence of nano-SiO₂ addition on properties of hardened cement paste as compared with silica fume", Construction and Building Materials, S4, pp 539-545.
- Yong, R.N and Warkentin, B.P (1975), "Soil properties and behaviour", Elsevier.
- Younoussa, M et Jean Boukari Legma, M (2008), "Etude géotechnique, chimique et minéralogique de matières premières argileuse et latéritique du Burkina Faso améliorées aux liants hydrauliques : Application au génie civil (bâtiment et route)".
- Yudhbir, Y (1982), "Collapsing behavior of residual soils", In Proceeding 7th Southeast Asia Geotechnical Conference, Hong Kong, Vol 1, pp 915-930.
- Ziani, H., Abbeche, K., Messaoudene, I and Pais, A (2018), "Treatment of collapsible soils by additions of granulated slag and natural pozzolan", Journal of Civil Engineering, KSCE, Doi: 10.1007/s12205-019-0051-0.
- Zhou, Y (2011), "Synthesis, characterization and potential application of organobentonite in removing 2, 4-DCP from industrial wastewater", Chemical Engineering Journal 166, pp 176-183.

ANNEXES

ANNEXES

Tableau 1 : Récapitulatif les résultats obtenus de la limite de liquidité de kaolin

	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
Nombre de coups	20		27		33	
N° de la tare	AB	S	24	6	34	32
Poids total humide (g)	37,39	39,23	22,30	22,02	23,21	22,40
Poids total sec (g)	35,17	36,45	20,01	19,75	21,13	20,28
Poids de la tare (g)	30,74	30,92	15,37	15,08	16,61	15,75
Poids de l'eau (g)	2,22	2,78	2,29	2,27	2,08	2,12
Poids du sol sec (g)	4,43	5,53	4,64	4,67	4,52	4,53
Teneur en eau (%)	50,11	50,27	49,35	48,60	46,01	46,79
Moyenne (%)	50,19		48,97		46,40	

Tableau 2 : Récapitulatif les résultats obtenus de la limite de plasticité de kaolin

	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai	
N° de la tare	010	47	14	30
Poids total humide (g)	17,86	16,47	17,85	17,75
Poids total sec (g)	17,52	16,27	17,57	17,52
Poids de la tare (g)	16,54	15,65	16,75	16,80
Poids de l'eau (g)	0,34	0,20	0,28	0,23
Poids du sol sec (g)	0,98	0,62	0,82	0,72
Teneur en eau (%)	35,23	33,58	34,58	31,90
Moyenne (%)	34,40		33,24	

Tableau 3 : Récapitulatif les résultats obtenus de la limite de liquidité de sol reconstitué (SNT)

	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
Nombre de coups	27		35		17	
N° de la tare	35	M	X10	401	43	55
Poids total humide (g)	25,21	26,41	27,13	23,59	31,71	27,95
Poids total sec (g)	23,76	24,41	25,46	22,46	28,72	25,58
Poids de la tare (g)	16,40	17,59	16,44	16,48	17,27	15,64
Poids de l'eau (g)	1,45	1,76	1,67	1,13	2,99	2,37
Poids du sol sec (g)	7,36	8,82	9,02	5,98	11,45	9,94
Teneur en eau (%)	22,40	20,02	18,51	19,89	26,13	23,91
Moyenne (%)	21,21		18,70		25,02	

Tableau 4 : Récapitulatif les résultats obtenus de la limite de plasticité de sol reconstitué (SNT)

	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
N° de la tare	B	190	015	Bb	SS	R11
Poids total humide (g)	19,69	21,18	22,65	21,95	22,63	22,81
Poids total sec (g)	19,08	20,53	21,81	20,97	21,45	21,85
Poids de la tare (g)	15,12	16,24	16,69	15,34	14,80	16,55
Poids de l'eau (g)	0,61	0,65	0,84	0,98	1,18	0,96
Poids du sol sec (g)	3,96	4,29	5,12	5,63	6,65	5,30
Teneur en eau (%)	15,52	15,21	16,53	17,41	17,86	18,26
Moyenne (%)	15,36		16,97		18,06	

ANNEXES

Tableau 5. Récapitulatif les résultats obtenus d'essai Proctor de sol reconstitué (SNT)

Pourcentage d'eau ajouté (%)	6 %		8 %		10 %		12 %	
Poids d'eau ajouté (g)	180		240		300		360	
Poids sol humide + moule (g)	5235		5360		5390		5265	
Poids du moule (g)	3345		3345		3345		3345	
Poids du sol humide (g)	1890		2015		2045		1920	
Poids du sol sec (g)	1783,01		1865,74		1859,09		1714,28	
Volume du moule (cm ³)	974		974		974		974	
Densité sèche estimée (t/m ³)	1,830		1,890		1,900		1,740	
Densité sèche calculée (t/m ³)	1,810		1,890		1,900		1,740	
N° de la tare	75	096	230	X10	10	ABL	041	7A
Poids sol humide + tare (g)	240	264	206	265	224	185	292	305
Poids sol sec + tare (g)	227	251	191	248	207	170	264	276
Poids tare (g)	43,70	48,36	24,81	49,38	45	25	49,84	53,48
Poids d'eau (g)	12,58	13,51	14,79	17,64	17,18	14,52	28,10	29,31
Poids du sol sec (g)	183	202	167	198	162	145	214	222
Teneur en eau (%)	6,84	6,66	8,84	8,87	10,58	10,27	13,09	13,16

Tableau 6. Récapitulatif les résultats obtenus de la limite de liquidité de sol traité à (10 % B+2 % C)

	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
Nombre de coups	19		29		34	
N° de la tare	13	R1	R11	30	R1X	11
Poids total humide (g)	23,79	23,67	27,20	26,47	21,56	24,43
Poids total sec (g)	21,51	21,73	24,62	24,11	20,21	22,53
Poids de la tare (g)	14,75	15,95	16,54	16,80	15,92	16,60
Poids de l'eau (g)	2,28	1,94	2,58	2,36	1,35	1,90
Poids du sol sec (g)	6,76	5,78	8,08	7,31	4,29	5,93
Teneur en eau (%)	33,72	33,56	31,93	32,28	31,46	32,04
Moyenne (%)	33,64		32,10		31,75	

ANNEXES

Tableau 7. Récapitulatif les résultats obtenus de la limite de plasticité de sol traité à (10 % B+2 % C)

N° de la tare	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
	17	57	15	05	130	12
Poids total humide (g)	11,70	11,82	13,23	11,30	10,67	10,62
Poids total sec (g)	11,25	11,45	12,69	10,85	10,38	10,38
Poids de la tare (g)	9,70	10,12	10,54	8,98	8,98	9,23
Poids de l'eau (g)	0,45	0,37	0,54	0,45	0,29	0,24
Poids du sol sec (g)	1,55	1,33	2,15	1,87	1,40	1,15
Teneur en eau (%)	29,03	27,81	25,11	24,06	20,71	20,87
Moyenne (%)	28,42		24,58		20,79	

Tableau 8. Récapitulatif les résultats obtenus de la limite de liquidité de sol traité à (8 % B+4 % C)

Nombre de coups	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
	15		22		33	
N° de la tare	AA	39	11	B6	9	435
Poids total humide (g)	29,81	23,65	25,65	23,49	28,25	25,15
Poids total sec (g)	26,53	21,71	23,48	21,50	25,38	22,87
Poids de la tare (g)	16,99	15,94	16,81	15,33	15,94	15,26
Poids de l'eau (g)	3,289	1,94	2,17	1,99	2,87	2,28
Poids du sol sec (g)	9,54	5,77	6,67	6,17	9,44	7,61
Teneur en eau (%)	34,48	33,62	32,53	32,25	30,40	29,96
Moyenne (%)	34,05		32,39		30,18	

Tableau 9. Récapitulatif les résultats obtenus de la limite de plasticité de sol traité à (8 % B+4 % C)

N° de la tare	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
	140	16	10	49	53	81
Poids total humide (g)	11,95	13,20	11,66	11,64	10,90	12,82
Poids total sec (g)	11,45	12,50	11,14	11,22	10,57	12,29
Poids de la tare (g)	9,35	9,32	9,36	9,69	9,25	10,21
Poids de l'eau (g)	0,5	0,7	0,52	0,42	0,33	0,53
Poids du sol sec (g)	2,10	3,18	1,78	1,53	1,32	2,08
Teneur en eau (%)	23,80	22,01	29,21	27,45	25,00	25,48
Moyenne (%)	22,90		28,33		25,24	

ANNEXES

Tableau 10. Récapitulatif les résultats obtenus de la limite de liquidité de sol traité à (6 % B+6 % C)

	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
Nombre de coups	18		26		34	
N° de la tare	39	6	X10	214	A1	34
Poids total humide (g)	23,99	25,63	25,52	23,31	27,13	27,60
Poids total sec (g)	21,98	22,96	23,29	21,57	24,70	25,06
Poids de la tare (g)	15,98	15,07	16,43	16,22	16,61	16,58
Poids de l'eau (g)	2,01	2,67	2,23	1,74	2,43	2,54
Poids du sol sec (g)	6,0	7,89	6,86	5,35	8,09	8,48
Teneur en eau (%)	33,5	33,84	32,50	32,52	30,03	29,95
Moyenne (%)	33,67		32,51		29,99	

Tableau 11. Récapitulatif les résultats obtenus de la limite de plasticité de sol traité à (6 % B+6 % C)

	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
N° de la tare	4	27A	16	65	21	86
Poids total humide (g)	11,70	11,88	13,86	13,91	11,80	12,54
Poids total sec (g)	11,23	11,45	13,05	13,24	11,40	11,97
Poids de la tare (g)	9,43	9,82	9,64	10,45	9,88	9,87
Poids de l'eau (g)	0,47	0,43	0,81	0,67	0,4	0,57
Poids du sol sec (g)	1,80	1,63	3,41	2,79	1,52	2,1
Teneur en eau (%)	26,11	26,38	23,75	24,01	26,31	27,14
Moyenne (%)	26,24		23,88		26,72	

Tableau 12. Récapitulatif les résultats obtenus de la limite de liquidité de sol traité à (4 % B+8 % C)

	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
Nombre de coups	35		26		17	
N° de la tare	B	66	R15	0,25	33	28
Poids total humide (g)	27,07	28,05	30,28	31,15	26,50	26,52
Poids total sec (g)	24,80	25,83	27,34	28,11	24,18	24,31
Poids de la tare (g)	15,15	16,38	15,81	16,21	15,46	16,14
Poids de l'eau (g)	2,27	2,22	2,94	3,04	2,32	2,21
Poids du sol sec (g)	9,65	9,45	11,53	11,90	8,72	8,17
Teneur en eau (%)	23,61	23,58	25,50	25,56	26,61	27,10
Moyenne (%)	23,59		25,53		26,85	

ANNEXES

Tableau 13. Récapitulatif les résultats obtenus de la limite de plasticité de sol traité à (4 % B+8 % C)

N° de la tare	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
	A	77	27B	AH	YA1	S1
Poids total humide (g)	13,16	12,52	12,02	13,25	32,09	35,28
Poids total sec (g)	12,64	12,04	11,60	12,80	31,76	34,86
Poids de la tare (g)	10,16	9,73	9,51	10,62	30,32	32,90
Poids de l'eau (g)	0,52	0,48	0,42	0,45	0,33	0,42
Poids du sol sec (g)	2,48	2,31	2,09	2,18	1,44	1,96
Teneur en eau (%)	20,96	20,77	20,09	20,64	22,91	21,42
Moyenne (%)	20,86		20,36		22,16	

Tableau 14. Récapitulatif les résultats obtenus de la limite de liquidité de sol traité à (2 % B+10 % C)

Nombre de coups	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
	16		22		33	
N° de la tare	47	16	4818	B3	32	H
Poids total humide (g)	23,13	24,67	26,98	26,09	26,75	26,46
Poids total sec (g)	21,66	23,07	24,96	24,17	24,75	24,60
Poids de la tare (g)	15,67	16,52	16,21	15,89	15,70	16,39
Poids de l'eau (g)	1,47	1,60	2,02	1,92	2,0	1,86
Poids du sol sec (g)	5,99	6,55	8,75	8,28	9,05	8,21
Teneur en eau (%)	24,54	24,42	23,08	23,18	22,09	22,65
Moyenne (%)	24,48		23,13		22,37	

Tableau 15. Récapitulatif les résultats obtenus de la limite de liquidité de sol traité à (2 % B+10 % C)

N° de la tare	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
	7	AB	A	X	100	CB
Poids total humide (g)	34,83	34,87	34,18	33,43	33,40	33,32
Poids total sec (g)	34,24	34,18	33,64	33,13	33,04	32,95
Poids de la tare (g)	31,22	30,72	30,98	31,55	31,21	30,96
Poids de l'eau (g)	0,59	0,69	0,54	0,30	0,36	0,37
Poids du sol sec (g)	3,02	3,46	2,66	1,58	1,83	1,99
Teneur en eau (%)	19,53	19,94	20,30	18,98	19,67	18,59
Moyenne (%)	19,73		19,64		19,13	

ANNEXES

Tableau 16. Récapitulatif les résultats obtenus d'essai Proctor de sol traité à (10 % B+2 % C)

Pourcentage d'eau ajouté (%)	10 %		12 %		14 %	
Poids d'eau ajouté (g)	200		240		280	
Poids sol humide + moule (g)	5230		5340		5325	
Poids du moule (g)	3345					
Poids du sol humide (g)	1924		1995		1980	
Poids du sol sec (g)	1749,09		1781,25		1736,84	
Volume du moule (cm ³)	974					
Densité sèche estimée (t/m ³)	1,760		1,828		1,783	
Densité sèche calculée (t/m ³)	1,735		1,804		1,758	
N° de la tare	S1	SB	45	33	09	S
Poids sol humide + tare (g)	174,53	184,94	174,24	241,19	236,06	221,29
Poids sol sec + tare (g)	161,50	170,30	159,37	218,23	209,61	197,58
Poids tare (g)	45,10	46,20	45,03	47,85	41,26	44,64
Poids d'eau (g)	13,03	14,64	14,87	22,96	26,45	23,71
Poids du sol sec (g)	116,40	124,10	114,34	170,38	168,35	152,94
Teneur en eau (%)	11,19	11,79	13,00	13,47	15,71	15,50
Moyenne (%)	11,49		13,23		15,60	

Tableau 17. Récapitulatif les résultats obtenus d'essai Proctor de sol traité à (8 % B+4 % C)

Pourcentage d'eau ajouté (%)	10 %		12 %		14 %	
Poids d'eau ajouté (g)	200		240		280	
Poids sol humide + moule (g)	5300		5340		5332,50	
Poids du moule (g)	3345					
Poids du sol humide (g)	1955		1995		1987,54	
Poids du sol sec (g)	1777,27		1781,25		1743,42	
Volume du moule (cm ³)	974					
Densité sèche estimée (t/m ³)	1,824		1,828		1,789	
Densité sèche calculée (t/m ³)	1,800		1,810		1,789	
N° de la tare	X0293	25	411	AS	B1	B5
Poids sol humide + tare (g)	250,29	246,50	221,07	260,67	183,98	160,86
Poids sol sec + tare (g)	229,04	226,04	197,99	235,53	167,39	146,60
Poids tare (g)	47,05	46,81	21,10	45,96	46,69	45,80

ANNEXES

Poids d'eau (g)	21,25	20,46	23,08	25,14	16,59	14,26
Poids du sol sec (g)	181,99	179,23	176,89	189,57	120,70	100,80
Teneur en eau (%)	11,676	11,415	13,047	13,261	13,75	14,15
Moyenne (%)	11,545		13,154		13,95	

Tableau 18. Récapitulatif les résultats obtenus d'essai Proctor de sol traité à (6 % B+6 % C)

Pourcentage d'eau ajouté (%)	8 %		10 %		12 %	
Poids d'eau ajouté (g)	160		200		240	
Poids sol humide + moule (g)	5255		5320		5308,58	
Poids du moule (g)	3345					
Poids du sol humide (g)	1910		1975		1963,58	
Poids du sol sec (g)	1768,51		1795,45		1753,19	
Volume du moule (cm ³)	974					
Densité sèche estimée (t/m ³)	1,815		1,843		1,800	
Densité sèche calculée (t/m ³)	1,796		1,826		1,799	
N° de la tare	KR	303	23,9	606	BB	BM
Poids sol humide + tare (g)	273,65	224,72	208,12	234,17	161,33	157,62
Poids sol sec + tare (g)	255,0	209,71	189,83	215,31	149,40	146,40
Poids tare (g)	51,09	46,37	23,89	44,00	48,70	47,50
Poids d'eau (g)	18,65	15,01	18,29	18,86	11,93	11,22
Poids du sol sec (g)	203,91	163,34	165,94	171,31	100,70	98,90
Teneur en eau (%)	9,146	9,190	11,022	11,009	11,85	11,35
Moyenne (%)	9,168		11,015		11,60	

Tableau 19. Récapitulatif les résultats obtenus d'essai Proctor de sol traité à (4 % B+8 % C)

Pourcentage d'eau ajouté (%)	8 %		10 %		12 %	
Poids d'eau ajouté (g)	160		200		240	
Poids sol humide + moule (g)	5300		5350		5330,40	
Poids du moule (g)	3345					
Poids du sol humide (g)	1955		2005		1985,40	
Poids du sol sec (g)	1810,18		1822,72		1772,67	
Volume du moule (cm ³)	974					
Densité sèche estimée (t/m ³)	1,858		1,871		1,820	
Densité sèche calculée (t/m ³)	1,844		1,861		1,819	

ANNEXES

N° de la tare	251	72	61	X10	MX	BO
Poids sol humide + tare (g)	305,45	258,80	316,60	281,30	154,31	161,20
Poids sol sec + tare (g)	284,70	241,65	290,20	259,44	142,90	149,90
Poids tare (g)	47,69	47,69	45,94	49,33	45,70	48,80
Poids d'eau (g)	20,75	17,15	26,4	21,86	11,41	11,30
Poids du sol sec (g)	237,01	193,96	244,26	210,11	97,20	101,10
Teneur en eau (%)	8,754	8,842	10,808	10,404	11,74	11,18
Moyenne (%)	8,798		10,606		11,46	

Tableau 20. Récapitulatif les résultats obtenus d'essai Proctor de sol traité à (2 % B+10 % C)

Pourcentage d'eau ajouté (%)	8 %		10 %		12 %	
Poids d'eau ajouté (g)	160		200		240	
Poids sol humide + moule (g)	5285		5375		5341,31	
Poids du moule (g)	3345					
Poids du sol humide (g)	1940		2030		1996,31	
Poids du sol sec (g)	1796,29		1845,45		1782,41	
Volume du moule (cm ³)	974					
Densité sèche estimée (t/m ³)	1,844		1,894		1,830	
Densité sèche calculée (t/m ³)	1,831		1,884		1,829	
N° de la tare	075	13	84	010	KB	N8
Poids sol humide + tare (g)	231,11	300,05	313,10	248,20	170,14	183,80
Poids sol sec + tare (g)	215,42	279,91	287,57	228,98	156,90	168,90
Poids tare (g)	36,43	48,89	47,64	47,06	45,40	48,20
Poids d'eau (g)	15,69	20,14	25,53	19,22	13,24	14,90
Poids du sol sec (g)	178,99	231,02	239,93	181,92	111,50	120,70
Teneur en eau (%)	8,765	8,717	10,640	10,565	11,80	12,35
Moyenne (%)	8,741		10,602		12,11	

ANNEXES

Tableau 21. Récapitulatif les résultats obtenus de la limite de plasticité du mélange (10% B-2% C)

N° de la tare	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
	A	150	86	77	35	30
Poids total humide (g)	11,63	11,82	11,02	11,40	10,90	10,56
Poids total sec (g)	10,84	11,12	10,45	10,57	10,31	9,76
Poids de la tare (g)	10,16	10,53	9,89	9,73	9,81	9,13
Poids de l'eau (g)	0,79	0,70	0,57	0,83	0,59	0,80
Poids du sol sec (g)	0,68	0,59	0,56	0,84	0,50	0,63
Teneur en eau (%)	116,17	118,64	101,78	98,80	118	126,98
Moyenne (%)	117,40		100,29		122,49	

Tableau 22. Récapitulatif les résultats obtenus de la limite de liquidité du mélange (6% B-6% C)

Nombre de coups	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
	6	38B	30	4841	27	19
N° de la tare	6	38B	30	4841	27	19
Poids total humide (g)	32,00	26,65	30,95	24,01	27,54	30,23
Poids total sec (g)	25,31	22,25	25,01	20,71	22,61	24,18
Poids de la tare (g)	16,58	16,52	16,84	16,26	15,75	15,74
Poids de l'eau (g)	6,69	4,4	5,94	3,3	4,93	6,05
Poids du sol sec (g)	8,73	5,73	8,17	4,45	6,86	8,44
Teneur en eau (%)	76,63	76,78	72,70	74,15	71,86	71,68
Moyenne (%)	76,70		73,42		71,77	

Tableau 23. Récapitulatif les résultats obtenus de la limite de plasticité du mélange (6% B-6% C)

N° de la tare	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
	12	27X	57	27	16	10
Poids total humide (g)	10,50	11,50	11,10	10,80	12,40	10,90
Poids total sec (g)	10,17	10,91	10,82	10,30	11,63	10,29
Poids de la tare (g)	9,23	9,82	10,08	9,48	10,26	9,36
Poids de l'eau (g)	0,33	0,59	0,28	0,50	0,77	0,61
Poids du sol sec (g)	0,94	1,09	0,74	0,82	1,37	0,93
Teneur en eau (%)	35,10	50,12	37,83	60,97	56,20	65,59
Moyenne (%)	44,61		49,40		60,89	

ANNEXES

Tableau 24. Récapitulatif les résultats obtenus de la limite de liquidité du mélange (2% B-10% C)

	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
Nombre de coups	19		23		34	
N° de la tare	16	66	9	M	B8	24
Poids total humide (g)	26,09	26,83	28,93	30,97	29,66	25,18
Poids total sec (g)	23,28	23,78	25,17	27,13	25,70	22,37
Poids de la tare (g)	16,55	16,49	16,19	17,54	16,05	15,40
Poids de l'eau (g)	2,81	3,05	3,76	3,84	3,96	2,81
Poids du sol sec (g)	6,73	7,29	8,98	9,59	9,65	6,97
Teneur en eau (%)	41,75	41,83	41,87	40,04	41,03	40,31
Moyenne (%)	41,79		40,95		40,67	

Tableau 25. Récapitulatif les résultats obtenus de la limite de plasticité du mélange (2% B-10% C)

	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
N° de la tare	4	872	05	16	140	81
Poids total humide (g)	10,72	11,22	10,61	11,18	11,08	11,96
Poids total sec (g)	10,41	10,94	10,20	10,77	10,69	11,56
Poids de la tare (g)	9,44	10,06	9,97	9,62	9,34	10,20
Poids de l'eau (g)	0,31	0,28	0,41	0,41	0,39	0,40
Poids du sol sec (g)	0,97	0,88	1,23	1,15	1,35	1,36
Teneur en eau (%)	31,95	31,81	33,33	35,65	28,88	29,41
Moyenne (%)	31,88		34,49		29,14	

Tableau 26. Récapitulatif les résultats obtenus de l'essai d'effondrement, $w_0 = 4\%$ et 30 coups

At/ P (Bar)	15	30	1	2	4	8	15	30	1	2	24h
0.250 (1kg)	1045	1047	1048	1053	1055	1058	1060	1063	1070	1075	1225
0.5 (2kg)	1484	1499	1511	1521	1529	1537	1543	1549	1560	1565	1698
1.0 (4kg)	1894	1907	1918	1929	1940	1948	1955	1962	1968	1973	2090
2.0 (8kg)	2201	2209	2217	2226	2234	2242	2247	2253	2259	2264	2283
200 kPa inondé	2349	2365	2376	2384	2392	2397	2417	2423	2439	2451	2472
4.0 (16kg)	2692	2701	2710	2718	2725	2732	2738	2744	2749	2754	2773

Tableau 27. Récapitulatif les résultats obtenus de l'essai d'effondrement, $w_0 = 4\%$ et 70 coups

At/ P (Bar)	15	30	1	2	4	8	15	30	1	2	24h
0.250 (1kg)	1053	1054	1055	1057	1058	1059	1061	1063	1064	1067	1078
0.5 (2kg)	1087	1088	1088	1089	1089	1090	1090	1091	1092	1093	1110
1.0 (4kg)	1128	1132	1133	1134	1136	1138	1139	1140	1147	1149	1182
2.0 (8kg)	1219	1220	1222	1223	1224	1226	1227	1229	1231	1233	1277
200 kPa inondé	1299	1406	1429	1737	2048	2214	2294	2307	2313	2315	2334
4.0 (16kg)	2530	2542	2549	2556	2563	2569	2575	2581	2587	2590	2606

ANNEXES

Tableau 28. Récapitulatif les résultats obtenus de l'essai d'effondrement, $w_0= 6\%$ et 30 coups

At/ P (Bar)	15	30	1	2	4	8	15	30	1	2	24h
0.250 (1kg)	1142	1143	1144	1145	1146	1148	1150	1152	1155	1161	1221
0.5 (2kg)	1366	1374	1381	1388	1394	1400	1405	1410	1416	1423	1484
1.0 (4kg)	1504	1505	1506	1508	1509	1511	1512	1514	1517	1523	1544
2.0 (8kg)	1580	1582	1584	1586	1589	1591	1593	1596	1602	1606	1635
200 kPa inondé	1677	1730	1998	2204	2378	2538	2680	2737	2746	2750	2761
4.0 (16kg)	2953	2963	2971	2978	2985	2991	2996	3001	3006	3011	3025

Tableau 29. Récapitulatif les résultats obtenus de l'essai d'effondrement, $w_0= 4\%$ et 30 coups : (SNT+ (10%B+2%C))

At/ P (Bar)	15	30	1	2	4	8	15	30	1	2	24h
0.250 (1kg)	1054	1056	1059	1062	1066	1071	1072	1083	1090	1090	1143
0.5 (2kg)	1166	1167	1169	1170	1174	1176	1177	1180	1185	1188	1226
1.0 (4kg)	1235	1236	1239	1240	1245	1249	1252	1256	1262	1266	1274
2.0 (8kg)	1288	1289	1290	1291	1292	1293	1294	1295	1297	1298	1318
200 kPa inondé	1320	1327	1330	1335	1341	1347	1352	1369	1378	1422	1435
4.0 (16kg)	1460	1463	1464	1465	1466	1467	1468	1469	1470	1476	1480

Tableau 30. Récapitulatif les résultats obtenus de l'essai d'effondrement, $w_0= 4\%$ et 30 coups : (SNT+ (4%B+8%C))

At/ P (Bar)	15	30	1	2	4	8	15	30	1	2	24h
0.250 (1kg)	1040	1042	1044	1045	1048	1050	1052	1055	1060	1067	1079
0.5 (2kg)	1085	1086	1087	1088	1089	1091	1093	1096	1105	1107	1113
1.0 (4kg)	1123	1124	1125	1126	1128	1133	1135	1140	1045	1147	1150
2.0 (8kg)	1170	1171	1172	1173	1175	1182	1185	1195	1207	1209	1212
200 kPa inondé	1219	1221	1222	1225	1230	1238	1245	1252	1263	1271	1279
4.0 (16kg)	1292	1297	1298	1301	1303	1305	1307	1309	1310	1312	1314