

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université DjillaliLiabès, Sidi Bel Abbès



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

THESE

En vue de l'obtention du diplôme de Doctorat Es-Sciences

Spécialité Génie civil, option : Géotechnique et Matériaux

Thème

Comportement hydromécanique et microstructural à long terme des matériaux traités par solidification/stabilisation à base de liants hydrauliques et additifs.

Présenté par

DADOUCH MOKHTAR

Soutenu le 01 Décembre 2016 devant le jury composé de :

| | | | |
|-----------------------------------|-----|---------------------------|-------------------------|
| Dr. MEGACHOU Mourad | Pr | Président | U. D. L. Sidi Bel Abbès |
| Dr. HAMOUINE Abdelmadjid | Pr | Examineur | U. de Béchar |
| Dr. GLAOUI Bachir | MCA | Examineur | U. de Béchar |
| Dr. GHEMBAZA Moulay Smaine | Pr | Directeur de thèse | U. D. L. Sidi Bel Abbès |
| Dr. SEBAIBI Yahya | Pr | Invité | U. D. L. Sidi Bel Abbès |

REMERCIEMENTS

Louange à Dieu, notre créateur qui, par sa volonté, nous a permit d'aboutir à la réalisation de ce modeste travail avec l'assistance et la collaboration de nos aînés par leurs compétences et leurs longues expériences ; et ce tout au long de mes études.

A ceux-là, mes professeurs sans exception, j'exprime ma profonde reconnaissance et ma haute considération.

Je tiens à exprimer ma gratitude à Mr Ghembaza Moulay Smain pour m'avoir encadré et guidé tout le long de mon travail, pour tous ses conseils et orientations dans différents domaines ; je le remercie de sa disponibilité de tous les instants.

Mes vifs remerciements sont également adressés à l'encadrement administratif et technique du LNHC de Sidi Bel Abbès pour m'avoir accueilli au sein de leur institution en mettant à ma disposition équipements et appareillages ; j'adresse un salut particulier à Mr Diaf Benattou pour sa précieuse collaboration.

Je m'adresse enfin à Messieurs le président du jury et ses membres qui me font l'honneur de présider et d'examiner mon travail ; que Messieurs Mégachou Mourad, Hamouine Abdelmadjid, Glaoui Bachir, Sebaïbi Yehiya, et Ghembaza Moulay Smain trouvent en ces lignes l'expression de mon profond respect et de ma haute considération.

La réussite de tout travail résultant des efforts conjugués de tous les intervenants, il m'est agréable, par ces remerciements, de rendre hommage à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'aboutissement de cet ouvrage qui sera, je l'espère, à la hauteur de leurs engagements.

Enfin je dédie cette thèse à mes parents, mon épouse et mes chères fillettes :

- Ma mère, de par son amour, son soutien, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude.

- Mon père qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail porte ses fruits. Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent venu de toi.

- A mon épouse et mes chères petites filles, pour leurs sagesses, leur patience et leur compréhension.

Résumé

L'évolution actuelle du contexte socio-économique dans le domaine de la réalisation des terrassements est aujourd'hui marquée par un besoin croissant d'utiliser les matériaux rencontrés dans l'emprise des projets, même ceux dont les caractéristiques mécaniques sont médiocres. Devant cette situation, le traitement par solidification/stabilisation à base de liants hydrauliques et additifs apparaît comme une des techniques permettant de pallier, suite au développement de différents processus physico-chimiques, les faibles caractéristiques mécaniques et la mauvaise maniabilité présentées par les sols fins. Bien que les améliorations mécaniques apportées par les liants hydrauliques et les additifs semblent suffisantes pour que l'utilisation de ces sols soit envisagée pour la construction de tels ouvrages, les effets à long terme des sollicitations hydriques sur les performances mécaniques restent mal connus.

Dans ce contexte, les principaux objectifs de ce travail de recherche sont : d'une part, de préciser l'effet des liants et additifs sur les propriétés hydromécaniques des sols fins et donc l'évolution des performances mécaniques et de la perméabilité de ces sols face aux différentes sollicitations. Et d'autre part, une étude doit se faire sur l'effet des conditions initiales sur la microstructure et la perméabilité des sols traités aux liants et additifs afin de déterminer les états initiaux à considérer en terme de durabilité. Enfin, de proposer une solution pour l'utilisation des matériaux locaux en couche d'assise de chaussée.

Dans cette optique, une étude purement expérimentale est menée portant sur une caractérisation complète d'un matériau sans et avec traitement par solidification/stabilisation à base de liant hydraulique et additifs afin de mieux connaître l'influence de certains paramètres sur son comportement. Cette étude permet de mettre en avant, le rôle important des additifs sur la matrice granulaire.

Mots clés : Terrassements_ matériaux_ caractéristiques mécaniques_ le traitement_ liants hydrauliques_ maniabilité_ physico-chimiques_ propriétés hydromécaniques_ microstructure_ la perméabilité-couche d'assise- la matrice granulaire.

Abstract

The current evolution of the socio-economic context in the field of earthworks is now marked by a growing need to use materials found within the reserved land for the projects, even those whose mechanical characteristics are mediocre. In this situation, treatment by solidification / stabilization using hydraulic binders and additives appears as one of the technics permitting to overcome, following the development of different physical and chemical processes, poor mechanical properties and the mediocre workability shown by fine soils. Even when the mechanical improvements made by hydraulic binders and additives seem sufficient for the use of these soils considered for the construction of such works, the long-term effects of hydric stresses on the mechanical performance remains unclear.

In this context, the main objectives of this research are: firstly, to clarify the effect of binders and additives on the hydro-mechanical properties of fine soils, thus the evolution of mechanical performances and permeability of these soils subjected to various stresses. Secondly, a study should be done on the effect of initial conditions on the microstructure and permeability of soils treated with binders and additives to determine the initial states to consider in terms of durability. Finally, propose a solution for the use of local materials in bedding course.

In this context, a purely experimental study is conducted on a complete characterization of a material with and without treatment by solidification / stabilization using hydraulic binder and additives to better understand the influence of some parameters on its behavior. This study helps to highlight the important role of additives on the granular matrix.

Keywords: Earthworks _ materials_ mechanical characteristics _ treatment _ hydraulic binder _ Workability _ physico-chemical_ hydro-mechanical properties_ microstructure_ permeability – bedding course - granular matrix.

ملخص

مع التطور الحالي الاجتماعي والاقتصادي في مجال أعمال الحفر تظهر الحاجة المتزايدة لاستخدام المواد الموجودة في موقع المشاريع، حتى التي بها خصائص ميكانيكية ضعيفة. في هذه الحالة، تظهر المعاملة مع التصلب / الاستقرار على أساس مواد الربط الهيدروليكية والمواد المضافة باعتبارها واحدة من تقنيات المعالجة حيث تعمل على تحسين مختلف الخصائص الفيزيائية والكيميائية والخواص الميكانيكية المنخفضة وضعف القدرة على التحمل للتربة. بينما التحسينات الميكانيكية التي تضيفها مواد الربط الهيدروليكية والإضافات تبدو كافية لاستخدام هذه التربة لبناء مثل هذه الأعمال، إلا أن الآثار على المدى الطويل من الإجهاد المائي على الأداء الميكانيكي لا تزال غير واضحة.

في هذا السياق، فإن الأهداف الرئيسية لهذا البحث هي: أولاً، توضيح تأثير المواد اللاصقة والمواد المضافة على الخواص الهيدروميكانيكية للتربة الدقيقة وبالتالي تطور أداء الميكانيكية وبنفاذية هذه التربة لمواجهة مختلف التحديات. ثانياً، ينبغي أن يتم دراسة تأثير الظروف الأولية على المجهرية وبنفاذية التربة للتعامل مع الروابط والإضافات لتحديد الحالات الأولى للنظر من حيث الاستدامة. أخيراً، أقترح حلاً لاستخدام المواد المحلية في الطبقات القاعدية.

في هذا المنظور، أجريت دراسة تجريبية بحتة على وصف كامل للمادة مع وبدون المعالجة التصلب / الاستقرار على أساس مادة الربط الهيدروليكية والمواد المضافة إلى فهم أفضل لتأثير بعض العوامل على سلوكها. تساعد هذه الدراسة على تسليط الضوء على الدور الهام للإضافات على المصفوفة الحبيبية.

كلمات البحث : تحضير التربة _ المواد _ الخصائص الميكانيكية _ المعالجة _ مواد الربط الهيدروليكية _ سهولة الاستعمال _ خصائص فيزيائية و كيميائية _ خصائص هيدروميكانيكية _ المجهرية _ النفاذية _ الطبقات القاعدية _ المصفوفة الحبيبية.

TABLE DE MATIERES

| | |
|---|-------|
| Résumé..... | I |
| Abstract..... | II |
| ملخص..... | III |
| Table de matières..... | IV |
| Liste des figures..... | IX |
| Liste des tableaux..... | XVI |
| Liste des photos..... | XVIII |
| Liste des symboles et abréviations..... | XIX |
| Introduction générale..... | 1 |

Partie I : Recherche Bibliographique

Etat de l'art sur le traitement et les techniques utilisés

Chapitre I : Caractéristique et classifications des sols

| | |
|--|----|
| I.1. Introduction..... | 3 |
| I.2. Caractérisation des sols..... | 3 |
| I.3. Principaux constituants d'un sol..... | 4 |
| I.4. Classification des matériaux constitutifs d'une couche de forme | 4 |
| I.4.1. Guides des terrassements routiers GTR..... | 4 |
| I.4.2. Cas particulier des sols fins..... | 5 |
| I.4.3. Analyse des différents paramètres de classification des sols..... | 9 |
| I.4.3.1. Paramètres caractérisant la nature des sols..... | 9 |
| I.4.3.2. Paramètres de comportement mécanique des sols..... | 10 |
| I.4.3.3. Paramètres d'état hydrique | 11 |
| I.4.3.4. L'état de compacité en place | 12 |
| I.5. Caractérisation générale des limons..... | 12 |
| I.6. Actions d'un traitement mixte chaux-liant hydraulique..... | 14 |
| I.6.1. Choix d'un liant hydraulique..... | 15 |
| I.6.2. Mécanismes physico-chimiques du traitement mixte..... | 15 |
| I.6.2.1. Abaissement de la teneur en eau naturelle..... | 15 |
| I.6.2.2. Flocculation des argiles..... | 16 |
| I.6.2.3. Réactions d'hydratation..... | 16 |
| I.6.2.4. Réactions pouzzolaniques..... | 17 |
| I.6.2.5. Carbonatation..... | 18 |
| I.7. Conclusion..... | 19 |
| Chapitre II: Etude des propriétés physiques des sols traités | |
| II. Evolution des propriétés géotechniques..... | 20 |

| | |
|--|----|
| II.1. Le compactage..... | 20 |
| II.2. Les facteurs influençant le compactage..... | 22 |
| II.2.1. L'influence de la teneur en eau..... | 22 |
| II.2.2. Influence de l'énergie de compactage..... | 23 |
| II.2.3. Influence de la nature de sol..... | 24 |
| II.3. Effets des ajouts minéraux sur le compactage..... | 25 |
| II.3.1 Effet de la chaux | 25 |
| II.3.2. Effet du ciment..... | 28 |
| II.3.3. Effet des ajouts cimentaires (cendre volante)..... | 30 |
| II.3.4. Effet de la combinaison des ajouts minéraux..... | 30 |
| II.4. Effets des ajouts minéraux sur la plasticité..... | 33 |
| II.4.1. Effet de la chaux..... | 33 |
| II.4.2. Effet du ciment..... | 35 |
| II.4.3. Effet des ajouts cimentaires..... | 36 |
| II.4.4. Effet de la cendre de calcaire | 38 |
| II.4.5. Effet de cendre du noyau d'olive..... | 39 |
| II.4.6. Effet de la fumée de silice..... | 39 |
| II.4.7. Effet de la combinaison des ajouts minéraux..... | 40 |
| II.5. Caractéristiques géotechniques visées..... | 41 |
| II.5.1. Valorisation du sol en couches d'assise..... | 41 |
| II.5.2. Pré-requis..... | 42 |
| II.5.2.1. Type de sols concernés..... | 42 |
| II.5.2.2. Caractéristiques de compactage et portance immédiate..... | 43 |
| II.5.3. Essai d'aptitude au traitement..... | 44 |
| II.5.4. Resistances mécaniques nécessaires..... | 45 |
| II.5.4.1. Performances à court terme..... | 45 |
| II.5.4.2. Performances à long terme..... | 46 |
| II.6. Conclusion..... | 48 |
| Chapitre III : Etude de la compressibilité des sols | |
| III.1. Introduction..... | 50 |
| III.2. Comportement des sols à grains fins | 50 |
| III.3. Le tassement dans les sols | 50 |
| III.3.1. Description du phénomène..... | 51 |
| III.3.2. Nature du phénomène | 51 |
| III.4. Gonflement..... | 51 |
| III.5. Paramètres affectant le gonflement | 52 |
| III.5.1. Influence de la teneur en eau initiale | 52 |
| III.5.2. Influence de la densité sèche..... | 53 |
| III.5.3. Influence du fluide hydratant..... | 53 |
| III.5.4. Influence du mode de compactage (cas des sols compactés)..... | 53 |
| III.5.5. Influence de la teneur en eau sur le gonflement..... | 53 |

| | |
|--|----|
| III.5.6. Influence de la chaux sur le gonflement du kaolin | 54 |
| III.5.6.1. Effets immédiats..... | 55 |
| III.5.6.2. Effets à terme | 56 |
| III.5.7. L'influence sur le potentiel de gonflement..... | 56 |
| III.5.8. L'influence sur la pression de gonflement..... | 57 |
| III.6. Influence de l'ajout de ciment sur le potentiel de gonflement et sa pression..... | 60 |
| III.6.1. Réduction du potentiel de gonflement..... | 60 |
| III.6.2. Réduction de la pression de gonflement..... | 60 |
| III.6.3. Influence du temps de mûrissement sur la pression de gonflement..... | 61 |
| III.7. Notion de compressibilité | 62 |
| III.7.1. Influence des liants hydrauliques sur la compressibilité | 63 |
| III.7.2. Temps de consolidation | 67 |
| III.7.3. Tassement..... | 67 |
| III.8. Perméabilité..... | 68 |
| III.8.1. Effet du traitement sur la perméabilité..... | 69 |
| III.8.2. Porosité et perméabilité d'un sol traité..... | 71 |
| III.8.3. Immersion..... | 73 |
| III.8.4. Percolation..... | 74 |
| III.9. Conclusion..... | 75 |
| Chapitre IV : Etude de la résistance au cisaillement des sols traités | |
| IV.1. Introduction..... | 76 |
| IV.2. Critère de rupture sur chemin triaxial..... | 76 |
| IV.3. Comportement de sol compacté sur chemins de cisaillement rectiligne..... | 82 |
| IV.3.1. Influence de la chaux..... | 82 |
| IV.3.2. Influence du ciment..... | 84 |
| IV.3.3. Influence des ajouts cimentaires..... | 85 |
| IV.3.4. Influence de la combinaison des ajouts minéraux..... | 86 |
| IV.4. Conclusion..... | 88 |
| Chapitre V : Etude microstructurale des sols traités | |
| V.1. Introduction..... | 90 |
| V.2. Caractérisation minéralogique..... | 90 |
| V.2.1. Minéralogie des sols..... | 90 |
| V.2.2. Microstructures des sols..... | 91 |
| V.2.2.1. Microstructure des argiles..... | 92 |
| V.2.2.1.1. Feuilletés en tétraèdre (de silice)..... | 93 |
| V.2.2.1.2. Feuilletés en octaèdre (ou d'alumine)..... | 93 |
| V.3. Principaux groupes de minéraux argileux..... | 94 |
| V.3.1. Kaolinite..... | 94 |
| V.3.2. Montmorillonite (TOT)..... | 95 |
| V.3.3. L'illite TOT..... | 96 |
| V.3.4. Les Chlorites (TOT, $d= 14 \text{ \AA}$)..... | 97 |

| | |
|--|-----|
| V.4. La surface spécifique (As) et la capacité d'échange cationique (CEC)..... | 97 |
| V.5. Méthode utilisée | 98 |
| V.6. Critères de classification..... | 100 |
| V.7. Caractérisation microstructurale | 101 |
| V.7.1. Observation par microscope électronique à balayage (MEB)..... | 102 |
| V.7.2. Porosimétrie au mercure..... | 103 |
| V.7.3. Observation de la microstructure des sols avant traitement au MEB..... | 106 |
| V.7.3.1. Observation de la microstructure des sols après malaxage et adjonction des liants au MEB..... | 111 |
| V.7.4. Effet de l'addition du liant hydraulique et du compactage..... | 112 |
| V.7.5. Evolution de la microstructure du sol stabilisé en fonction des conditions de cure..... | 115 |
| V.8. Influence de la texture et des microstructures | 117 |
| V.9. Conclusion..... | 117 |

Chapitre VI : Mise en œuvre des sols traités

| | |
|--|-----|
| VI.1. Modalité d'exécution..... | 119 |
| VI.2. Modalité d'exécution..... | 119 |
| VI.3. Dispositions particulières de mise en œuvre..... | 120 |
| VI.3.1. Composition d'un atelier de traitement..... | 120 |
| VI.3.2. Livraison et stockage | 120 |
| VI.3.3. Préparation du sol | 123 |
| VI.3.4. Epanchage..... | 124 |
| VI.3.5. Malaxage..... | 128 |
| VI.3.6. Compactage..... | 129 |
| VI.3.7. Réglage..... | 129 |
| VI.3.8. Protection du matériau traité..... | 129 |
| VI.3.9. Délais d'exécution..... | 130 |
| VI.4. Les traitements aprioris..... | 131 |
| VI.5. Conclusion..... | 132 |

Chapitre VII : Présentation des matériaux, additifs utilisés et procédures expérimentales

| | |
|--|-----|
| VII.1. Introduction..... | 133 |
| VII.2. Présentation des matériaux étudiés..... | 133 |
| VII.2.1. Sol de Télagh | 134 |
| VII.2.2. Sol de OUGEZ (SIG)..... | 140 |
| VII.2.3. La chaux..... | 140 |
| VII.2.4. Le ciment..... | 144 |
| VII.2.5. Le lait de chaux..... | 145 |
| VII.2.6. La fumée de silice..... | 147 |
| VII.2.7. Le verre broyé..... | 147 |
| VII.3. Procédure expérimentales..... | 148 |
| VII.3.1. Préparation des mélanges sol-liant et /ou ajouts..... | 149 |

| | |
|--|-----|
| VII.3.2. Confection des échantillons et mode de réalisation des essais mécaniques..... | 149 |
| VII.4. Conclusion..... | 150 |
| Chapitre VIII : Etude de l'influence des liants hydrauliques et additifs sur les propriétés physiques et mécaniques des matériaux | |
| VIII.1. Introduction..... | 153 |
| VIII.2. Etude du comportement physique et mécanique des mélanges..... | 153 |
| VIII.2.1. Effet des liants hydrauliques et additifs sur les limites d'Atterberg des sols..... | 153 |
| VIII.2.1.1. Effet de la chaux sur les limites d'Atterberg du sol de TELAGH..... | 153 |
| VIII.2.1.2. Effet du ciment sur les limites d'Atterberg du sol de TELAGH..... | 155 |
| VIII.2.1.3. Effet du lait de chaux sur les limites d'Atterberg du sol de TELAGH..... | 156 |
| VIII.2.1.4. Effet de la fumée de silice sur les limites d'Atterberg du sol de TELAGH..... | 157 |
| VIII.2.1.5. Effet du lait de chaux et de poudrette de verre sur les limites d'Atterberg du sol de SIG..... | 158 |
| VIII.2.2. Effet de l'ajout des liants hydrauliques et additifs sur la valeur au bleu de méthylène du sol..... | 159 |
| VIII.2.2.1. Effet de la chaux sur la valeur au bleu de méthylène du sol de TELAGH..... | 159 |
| VIII.2.2.2. Effet du ciment sur la valeur au bleu de méthylène du sol de TELAGH..... | 160 |
| VIII.2.2.3. Effet de la fumée de silice sur la valeur au bleu de méthylène du sol de TELAGH..... | 161 |
| VIII.2.2.4. Effet de lait de chaux et de poudrette de verre sur la valeur au bleu de méthylène du sol de SIG..... | 161 |
| VIII.2.3. Effet de l'ajout des liants hydrauliques et additifs sur les caractéristiques du compactage..... | 162 |
| VIII.2.3.1. Effet de la chaux sur les caractéristiques du compactage du sol de TELAGH..... | 163 |
| VIII.2.3.2. Effet du ciment sur les caractéristiques du compactage du sol de TELAGH..... | 164 |
| VIII.2.3.3. Effet du lait de chaux sur les caractéristiques du compactage du sol de TELAGH..... | 166 |
| VIII.2.3.4. Effet de la fumée de silice sur les caractéristiques du compactage du sol de TELAGH..... | 166 |
| VIII.2.3.5. Effet du lait de chaux et de poudrette de verre sur la compactibilité des mélanges du sol de SIG..... | 168 |
| VIII.2.4. Effet des liants hydrauliques et des additifs sur la portance du sol..... | 169 |
| VIII.2.4.1. Effet de la chaux sur l'indice CBR du sol de TELAGH..... | 169 |
| VIII.2.4.2. Effet du ciment sur l'essai de résistance au poinçonnement (CBR immédiat et imbibé) du sol de TELAGH..... | 171 |
| VIII.2.4.3. Effet du lait de chaux sur l'essai CBR du sol de TELAGH..... | 173 |

| | |
|--|-----|
| VIII.2.4.4. Effet du lait de chaux et le verre sur la portance du sol de SIG..... | 174 |
| VIII.2.5. Effet de l'ajout des liants hydrauliques et additifs sur la compressibilité à l'œdomètre..... | 175 |
| VIII.2.5.1. Effet de la chaux sur les coefficients de compressibilité et de gonflement du sol de TELAGH..... | 175 |
| VIII.2.5.2. Effet du ciment sur l'essai de compressibilité à l'œdomètre du sol de TELAGH..... | 177 |
| VIII.2.5.3. Effet du lait de chaux sur l'essai de compressibilité à l'œdomètre du sol de TELAGH..... | 178 |
| VIII.2.5.4. Effet du lait de chaux et le verre sur la compressibilité à l'œdomètre du sol de SIG..... | 180 |
| VIII.2.6. Effet de l'ajout des liants hydrauliques et additifs sur la perméabilité à l'œdomètre..... | 182 |
| VIII.2.6.1. Effet de la chaux sur l'essai de la perméabilité à l'œdomètre du sol de TELAGH..... | 182 |
| VIII.2.6.2. Effet du ciment sur la perméabilité à l'œdomètre du sol de TELAGH..... | 183 |
| VIII.2.6.3. Effet de la fumée de silice sur la perméabilité du sol de TELAGH..... | 184 |
| VIII.2.7. Effet de l'ajout des liants hydrauliques et additifs sur le cisaillement..... | 186 |
| VIII.2.7.1. Déroulement de l'essai..... | 186 |
| VIII.2.7.2. Effet de la chaux sur l'essai de cisaillement du sol de TELAGH..... | 187 |
| VIII.2.7.3. Effet du ciment sur le comportement mécanique par l'essai de cisaillement rectiligne du sol de TELAGH..... | 188 |
| VIII.2.7.4. Effet du lait de chaux sur l'essai de cisaillement du sol de TELAGH..... | 191 |
| VIII.2.7.5. Effet du lait de chaux et le verre sur la résistance de cisaillement du sol de SIG..... | 192 |
| VIII.3. Conclusion | 195 |
| Chapitre IX : Effet du ciment sur la microstructure du sol étudié | |
| IX.1. La microstructure du matériau de TELAGH..... | 196 |
| IX.1.1. Préparation des échantillons pour l'observation par MEB..... | 196 |
| IX.1.2. Principe du Microscope électronique à balayage..... | 200 |
| IX.1.3. Analyse par microscope électronique à balayage des images des échantillons traités au ciment..... | 201 |
| IX.1.4. Conclusion..... | 203 |
| Conclusion générale..... | 204 |
| Références bibliographiques..... | 207 |

Listes des figures

Chapitre I : Caractéristique et classifications des sols

| | |
|---|----|
| Figure I.1 : Classification pédologique des sols..... | 6 |
| Figure I.2 : Classification texturale des sols en pédologie..... | 6 |
| Figure I.3 : Classifications granulométriques utilisées en géologie..... | 7 |
| Figure I.4 : Classifications des sols..... | 7 |
| Figure I.5 : Classification des sols fins [LCPC-SETRA 1992]..... | 13 |
| Figure I.6 : Relation entre la formation des hydrates CAH et CSH et le développement des résistances à la compression simple d'un sol traité [Xing et al. 2009]..... | 16 |
| Figure I.7 :Diagramme de dissolution/précipitation des phases cimentaires en fonction du pH [adapté de Loughnan 1969 dans Le Runigo 2008]..... | 18 |

Chapitre II : Etude des propriétés des sols traités

| | |
|--|----|
| Figure II.1. Courbes Proctor normal et modifié..... | 22 |
| Figure II.2 : La forme générale de la courbe Proctor..... | 23 |
| Figure II.3 : L'influence de l'énergie sur la courbe de compactage..... | 24 |
| Figure II.4 : L'influence de la nature du sol sur le compactage..... | 24 |
| Figure II.5 : Evolution des caractéristiques de l'optimum Proctor suite au traitement à la chaux du sol. GTS (2000)..... | 27 |
| Figure II.6 : Variation de la densité sèche à l'OPN et l'OPM en fonction du pourcentage en chaux [Mellal, 2010]..... | 28 |
| Figure II.7 : Variation de la teneur en eau à l'OPN et l'OPM en fonction du pourcentage en chaux [Mellal, 2010]..... | 28 |
| Figure II.8 : L'influence de ciment sur la densité sèche [OkagbueetOchulor,(2007)]..... | 29 |
| Figure II.9 :L'influence de ciment sur la teneur en eau optimale[Okagbue et Ochulor, (2007)]..... | 29 |
| Figure II.10 :Variation des limites d'Atterberg[Osula, 1991.]..... | 35 |
| Figure II.11 :Effet du cimentsur les limites d'Atterberg[Osula1996]..... | 36 |
| Figure II.12 :Effet du ciment sur les limites d'Atterberg[Bashaet al. (2005)]..... | 36 |
| Figure II.13 .Effet descendres volantes surla plasticitédetrois sols instables[Parsons and Kneebone2005]..... | 37 |
| Figure II.14 : Influence de la poussière de ciment sur les limites d'Atterberg de l'argile traitée [Peethamparan and Olek 2008]..... | 37 |
| Figure II.15 : Variation del'indice deplasticité enfonction dela périodede cure pourdifférentes teneursdu rapport vase calcinée/chaux[Lin etal., 2007]..... | 38 |
| Figure II.16 : Effet de la cendre du calcaire sur les limites d'Atterberg[Okagbue et Ochulor, 2007]..... | 38 |
| Figure II.17 : Effet des cendres du noyau d'olive sur les limites d'atterberg[Albatogluet Tawfiq, (2006)]..... | 39 |
| Figure II.18 : Limite de liquidité et plasticité en fonction de pourcentage de fumée de silice [Benketaf, 2012]..... | 40 |
| Figure II.19 : Effet d'addition de stabilisateur sur l'indice de plasticité[AL-Rawas et al., 2005]..... | 41 |

| | |
|--|----|
| Figure II.20 : Coupe transversale d'une structure routière [adaptée de Rolland 2006 ; Bocciardi et Nicaise 2008 ; planete-tp.com 2009 ; cercle-recyclage.asso.fr 2009]..... | 42 |
| Figure II.21 : Critères d'évaluation de l'aptitude au traitement d'un sol traité à la chaux et aux liants hydrauliques [LCPC-SETRA 2000 mis en forme par Cabane 2004]..... | 45 |
| Chapitre III : Etude de la compressibilité | |
| Photo III.1 : L'action de la chaux..... | 55 |
| Figure III.2 : Variation du potentiel de gonflement en fonction du pourcentage en chaux additionnée [Mellal, 2010]..... | 56 |
| Figure III.3 : Potentiel de gonflement des échantillons d'Impersol traité à la chaux à différents temps de maturation à 20°C [Lesledjabdelmadjid (2009)]...... | 57 |
| Figure III.4 : Variation de la pression de gonflement en fonction du pourcentage en chaux additionnée [Mellal, 2010]..... | 57 |
| Figure III.5 : Pression de gonflement des échantillons d'Impersol traité à différents temps de maturation à 20°C [Lesledjabdelmadjid (2009)]...... | 59 |
| Figure III.6 . Influence des ajouts sur le potentiel de gonflement pour un temps de mûrissement de 180jours [Bourokba et al., 2011]..... | 60 |
| Figure III.7 . Influence des ajouts sur la pression de gonflement [Bourokba et al., 2011]..... | 61 |
| Figure III.8 . Influence du temps de mûrissement sur la pression de gonflement [Bourokba et al., 2011]..... | 62 |
| Figure III.9 : Courbes de compression unidimensionnelle [Wang, 2011]..... | 64 |
| Figure III.10 : Courbes de compressibilité du sédiment avant traitement et pour différents âges après traitement.[Boubaker Rekik, Mohamed Boutouil.2006]..... | 66 |
| Figure III.11 : Variations des paramètres de compressibilité en fonction du pourcentage en chaux additionnée [Mellal et al, 2010]..... | 66 |
| Figure III.12 . Evolution de la perméabilité des mélanges [Chikhi, 2011]..... | 69 |
| Figure III.13 . Evolution de la perméabilité d'un sol argileux plastique avec la chaux pour différents temps de maturation. [Khattab,2002]..... | 70 |
| Figure III.14 . Evolution de la perméabilité avec l'augmentation du temps de maturation d'une argile marine traité par des colonnes de la chaux avec différents additifs échantillons prélevées à distance radiale de 100 mm à la colonne).[Rajasekaran et Rao 2002]..... | 71 |
| Figure III.15 . Evolution de la perméabilité d'un sol argileux de Chypre traité avec la chaux pour différents temps de maturation. [Nalbantoglu et Tuncer (2001)]..... | 71 |
| Figure III.16 . Influence du dosage en chaux et des conditions de compactage sur la perméabilité d'un limon après 25 jours de cure normale [Le Runigo 2008]..... | 73 |
| Chapitre IV : Etude de la résistance au cisaillement des sols traités | |
| Figure IV.1 : Critère de rupture dans les domaines normalement consolidé et surconsolidé[Mohr-Coulomb]..... | 78 |
| Figure IV.2 .Présentation du comportement surconsolidé de l'argile noire[Zervoyannis ,1982]..... | 79 |
| Figure IV.3 :Essais triaxiaux CU réalisés sur de l'argile de Kruibeke ($\sigma_3 = 800$ kPa, argile normalement consolidée). D'après Li (2000)..... | 81 |

| | |
|--|-----|
| Figure IV.4 :Essais triaxiaux CU réalisés sur de l’argile de Kruikebe ($\sigma_3 = 200$ kPa, argile surconsolidée à différents taux de surconsolidation OCR). Evolution du déviateur de contrainte en fonction de la pression moyenne p' . Le chemin drainé est tracé en pointillés d’après Li (2000)..... | 81 |
| Figure IV.5 :Comparaison du comportement drainé et non drainé du mélange (80% tuf et 20 % sable calcaire) compacté à l’OPM [Goual,2010]..... | 82 |
| Figure IV.6 :Etat des échantillons après cisaillement drainé et non drainé (80% tuf et 20 % sable calcaire) compacté à l’OPM [Goual,2010]..... | 82 |
| Figure IV.7 :Variation des paramètres de cisaillement des sols traités à la chaux [Osula1991]..... | 83 |
| Figure IV.8 : Effet de continu en fibre sur la cohésion des mélanges traités à la chaux après 28 jours [Yi et al (2006)]..... | 84 |
| Figure IV.9 : Effet de continu en fibre sur l’angle de frottement des mélanges traités à la chaux après 28 jours [Yi et al (2006)]..... | 84 |
| Figure IV.10 :Effet du ciment sur les caractéristiques de cisaillement [GayandSchad 2000]..... | 85 |
| Figure IV.11 :Variation des caractéristiques de cisaillement [Sezeret al. 2006]..... | 86 |
| Figure IV.12 :Variation du déviateur en fonction des déformations pour des mélanges sol-chaux-cendre de vase calcinée [Lin et al., 2007]..... | 87 |
| Chapitre V : Étude microstructurale des sols traités | |
| Figure V.1 : Feuillet en tétraèdre Structure du tétraèdre SiO ₄ [Grim, 1959]..... | 93 |
| Figure V.2 : Feuillet en octaèdre[Grim, 1959 et Lambe, 1953]..... | 93 |
| Figure V.3 : Structure de la kaolinite : une couche de tétraèdres SiO ₄ (T) surmontée par une couche d’octaèdres AlO ₆ (O)..... | 95 |
| Figure V.4 :Vue isométrique de la structure atomique de la montmorillonite [Grim,1959] cité par [Robert et al ., 1991]..... | 96 |
| Figure V.5 : Structure de l’illite[Lambe, 1953]..... | 96 |
| Figure V.6 : Photographiques au microscope Electronique à balayage des argiles[Mitchellet al ., 1992]..... | 97 |
| Figure V.7 : Structure des minéraux argileux[Beauchamp, 2005]..... | 100 |
| Figure V.8 : Courbes prosimétriques des sédiments naturels du Golfe de Guinée [Dongxing Wang,2011]..... | 105 |
| Figure V.9 : Courbes porosimétriques des sédiments naturels du Golfe de Guinée [Dongxing Wang,2011]..... | 105 |
| Figure V.10 : Photos du MEB des sédiments a) 0.5 m section horizontale (H) b) 0.8 m section verticale (V) c) 9 m (H) et d) 14 m (H) [Dongxing Wang,2011]..... | 108 |
| Figure V.11 : Photos MEB des sédiments intacts: a) 0.5m H; b) 0.5 m V; c) 0.8 m H; d) 0.8 m V; e) 4.3 m H; f) 4.3 m V; g) 9.0 m H; et h) 14.0 m V [Dongxing Wang,2011]..... | 108 |
| Figure V.12 : Observation au MEB de la structure du limon de Meaux avant traitement, à l’échelle de la centaine de microns [Nicolas cabane 2005]..... | 109 |
| Figure V.13 : Observation au MEB de la structure du limon de Meaux avant traitement, à l’échelle de la dizaine de microns [Nicolas cabane 2005]..... | 110 |
| Figure V.14 : Représentation schématique de la microstructure du limon de Meaux avant traitement [Nicolas cabane 2005]..... | 110 |

| | |
|--|-----|
| Figure V.15 : Observation à la loupe binoculaire de grumeaux formés à partir du limon de Meaux. [Nicolas cabane 2005]..... | 111 |
| Figure V.16 : Schéma de l'action de la chaux sur le limon [Nicolas cabane 2005]..... | 111 |
| Figure V.17 : Observation à la loupe binoculaire des grumeaux après l'ajout du ciment. [Nicolas cabane 2005]..... | 112 |
| Figure V.18 : Observation en microscopie optique d'une coupe de limon chaulée, cimenté et compacté [Nicolas cabane 2005]..... | 113 |
| Figure V.19 : Observation au MEB de l'assemblage de grumeaux au sein d'une éprouvette compactée [Nicolas cabane 2005]..... | 114 |
| Figure V.20 : Observation au MEB du contact entre deux grumeaux [Nicolas cabane 2005]..... | 114 |
| Figure V.21 : Représentation schématique d'un sol stabilisé à la chaux et au ciment après compactage [Nicolas cabane 2005]..... | 115 |
| Figure V.22 : Observation au MEB des hydrates cristallisés au cœur du grumeau [Nicolas cabane 2005]..... | 115 |
| Figure V.23 : Représentation schématique du limon stabilisé au-delà de 90 jours de cure. Des hydrates cristallisés se développent à partir de la surface des grumeaux vers leur cœur [Nicolas cabane 2005]..... | 116 |
| Figure V.24 : Observation au MEB d'un grumeau à 90 jours [Nicolas cabane 2005]..... | 116 |
| Chapitre VII : Présentation des matériaux, additifs utilisés et procédures expérimentales | |
| Figure VII.1. Courbe granulométrique du sol de TELAGH..... | 136 |
| Figure VII.2. Courbe granulométrique du sol de Sig..... | 141 |
| Figure VII.3. Classification GTR des sols selon NF-P11-300 [LCPC-SETRA, 2000]..... | 143 |
| Chapitre VIII : Etude de l'influence des liants hydrauliques et additifs sur les propriétés physiques et mécaniques des matériaux | |
| Figure VIII.1. Effet de la chaux sur les limites d'Atterberg du sol de TELAGH..... | 154 |
| Figure VIII.2. Effet du ciment sur les limites d'Atterberg du sol de TELAGH..... | 156 |
| Figure VIII.3. Effet du lait de chaux sur les limites d'Atterberg du sol de TELAGH..... | 157 |
| Figure VIII.4. La variation de la limite de liquidité et de plasticité du sol de TELAGH en fonction de pourcentage de fumée de silice..... | 157 |
| Figure VIII.5. La variation de la limite de liquidité du sol de SIG en fonction des ajouts minéraux (Poudrette de verre, lait de chaux)..... | 158 |
| Figure VIII.6. La variation de la limite de plasticité du sol de SIG en fonction des ajouts minéraux (Poudrette de verre, lait de chaux)..... | 158 |
| Figure VIII.7. La variation de l'indice de plasticité du sol de SIG en fonction des ajouts minéraux (Poudrette de verre, lait de chaux)..... | 159 |
| Figure VIII.8. Variation des valeurs au bleu de méthylène du sol de TELAGH en fonction des différents pourcentages de chaux..... | 160 |
| Figure VIII.9. Variation des valeurs au bleu de méthylène du sol de TELAGH en fonction des différents pourcentages de ciment..... | 160 |
| Figure VIII.10. Variation des valeurs au bleu de méthylène du sol de TELAGH en fonction des différents pourcentages de fumée de silice..... | 161 |
| Figure VIII.11. Variation des valeurs au bleu du sol de SIG pour les différents pourcentages en lait de chaux et de poudrette de verre..... | 162 |

| | |
|---|-----|
| Figure VIII.12. Caractéristiques de compactage en fonction du pourcentage de chaux du sol de TELAGH..... | 163 |
| Figure VIII.13. Variation de la teneur en eau et de la densité maximale en fonction du pourcentages de ciment du sol de TELAGH..... | 165 |
| Figure VIII.14. Variation des caractéristiques de compactage du sol de TELAGH en fonction des différents ajouts de lait de chaux..... | 166 |
| Figure VIII.15. Courbe Proctor normal du sol de TELAGH à différents pourcentages de fumée de silice..... | 167 |
| Figure VIII.16. Variation des W_{opn} et γ_d du sol de TELAGH en fonction des différents pourcentages de fumée de silice..... | 167 |
| Figure VIII.17. Variation des caractéristiques de compactage du sol de SIG à différents pourcentages de lait de chaux et de poudrette de verre..... | 168 |
| Figure VIII.18. L'influence de l'ajout de la chaux sur la portance du sol de TELAGH..... | 171 |
| Figure VIII.19. L'influence du pourcentage du ciment sur l'indice CBR immédiat et imbibé du sol de TELAGH..... | 172 |
| Figure VIII.20. L'influence du pourcentage du ciment sur l'indice IPI du sol de TELAGH..... | 172 |
| Figure VIII.21. L'influence de l'ajout de lait de chaux sur la portance du sol de TELAGH..... | 172 |
| Figure VIII.22. Effet des ajouts minéraux sur l'indice de portance IPI du sol de SIG | 174 |
| Figure VIII.23. Variation de l'indice de portance IPI du sol de SIG en fonction de la densité sèche γ_{dmax} | 175 |
| Figure VIII.24. Variation des indices de compressibilité et de gonflement du sol de TELAGH en fonction du pourcentage en chaux additionné..... | 177 |
| Figure VIII.25. Variation des coefficients de gonflement et de compressibilité du sol de TELAGH en fonction des pourcentages de ciment ajouté à des teneurs en eau initiales des échantillons confectionnés après 7 jours..... | 178 |
| Figure VIII.26. Variation des indices de compressibilité et de gonflement du sol de TELAGH en fonction du pourcentage en lait de chaux additionnée..... | 179 |
| Figure VIII.27. Variation de la pression de consolidation du sol de TELAGH en fonction du pourcentage en lait de chaux additionnée..... | 179 |
| Figure VIII.28. Variation de l'indice de compressibilité du sol de SIG en fonction d'ajout des pourcentages des minéraux..... | 180 |
| Figure VIII.29. Variation de l'indice de gonflement du sol de SIG en fonction du pourcentage des ajouts minéraux..... | 181 |
| Figure VIII.30. Variation de la pression de gonflement P_c du sol de SIG en fonction du pourcentage des ajouts minéraux..... | 181 |
| Figure VIII.31. Variation de la perméabilité du sol de TELAG en fonction de différents pourcentages de chaux..... | 182 |
| Figure VIII.32. Variation de la perméabilité du sol de TELAGH en fonction de la teneur en eau initiale des échantillons confectionnés après 7 et 16 jours..... | 184 |
| Figure VIII.33. Variation de la perméabilité du sol de TELAGH en fonction de différents pourcentages de fumée de silice..... | 185 |
| Figure VIII.34. Evolution de la cohésion du sol de TELAGH traité à la chaux..... | 187 |

| | |
|--|-----|
| Figure VIII.35. Evolution de l'angle de frottement du sol de TELAGH traité à la chaux..... | 188 |
| Figure VIII.36. Courbes Mohr-Coulomb des mélanges limon/ciment obtenues à partir des essais de cisaillement direct..... | 189 |
| Figure VIII.37. Variation de la cohésion du sol de TELAGH en fonction de la teneur en eau initiale des échantillons confectionnés après 14 jours..... | 190 |
| Figure VIII.38. Evolution de la cohésion du sol de TELAGH traité au lait de chaux..... | 191 |
| Figure VIII.39. Evolution de l'angle de frottement du sol de TELAGH en fonction du dosage de lait de chaux..... | 191 |
| Figure VIII.40. Variation des résistances de cisaillement du sol de SIG en fonction des dosages de lait de chaux..... | 192 |
| Figure VIII.41. Variation des résistances de cisaillement du sol de SIG en fonction des dosages de poudrette de verre..... | 193 |
| Figure VIII.42. Variation de la cohésion du sol de SIG en fonction des pourcentages des minéraux additionnés..... | 194 |
| Figure VIII.43. Variation de l'angle de frottement du sol de SIG en fonction du pourcentage des ajouts minéraux..... | 194 |
| Chapitre IX : Effet du ciment sur la microstructure du sol étudié | |
| Figure IX.1. Technique de séchage par lyophilisation..... | 196 |
| Figure IX.2. Découpage des échantillons pour observations par MEB..... | 197 |
| Figure IX.3. Les radiations émises lors de l'interaction entre le faisceau et le matériau..... | 200 |
| Figure IX.4. Observation de surface au Microscope Electronique à Balayage du Limon de TELAGH traité au ciment [plan vertical, 100µm]..... | 202 |
| Figure IX.5. Observation de détails surface au Microscope Electronique à Balayage du Limon de TELAGH traité au ciment [plan vertical, 10µm]..... | 203 |

Liste des Tableaux

| | |
|---|----|
| Chapitre I. Caractéristiques et classifications des sols | |
| Tableau I.1. Classification américaine des sols (ASTM)..... | 9 |
| Chapitre II. Etude des propriétés des sols traités | |
| Tableau II.1. Effet de la chaux sur le compactage, CBR sur la kaolinite, montmorillonite, quartz [Bell, 1996]..... | 25 |
| Tableau II.2. Effet de l'ajout du ciment sur le compactage [Okagbue et al., 2007]..... | 30 |
| Tableau II.3. Effet des cendres volantes sur le compactage [Prabakar et al., (2004)]..... | 31 |
| Tableau II.4. Effet de la combinaison des cendres volantes, du ciment [Hossain et al. (2007)]..... | 32 |
| Tableau II.5. Influence de la chaux sur les limites d'Atterberg [George et al., 1992]..... | 34 |
| Tableau II.6. Effet de la chaux sur les limites d'Atterberg [Ola, 1977]..... | 34 |
| Tableau II.7. Critères d'argilosité et de taille granulaire des sols utilisables en couches d'assise [LCPC-SETRA 2007]..... | 43 |
| Tableau II.8. Valeurs minimales de l'IPI pour les matériaux traités [LCPC-SETRA 2007]..... | 44 |
| Tableau II.9. Caractéristiques mécaniques requises pour l'utilisation d'un sol traité en couches d'assise à court terme [LCPC-SETRA 2007]..... | 46 |
| Tableau II.10. Caractéristiques mécaniques requises pour l'utilisation d'un sol traité en couches d'assise à long terme [LCPC-SETRA 2007]..... | 47 |
| Tableau II.11. Résistance à l'immersion de sols traités..... | 47 |
| Tableau II.12. Seuils de classes mécaniques des sols traités [LCPC-SETRA 2007]. | 48 |
| Chapitre III. Etude de la compressibilité des sols | |
| Tableaux III.1. Pression de gonflement des échantillons d'Impersol traité et quantités de chaux ajoutée et chaux consommée durant les 28 premiers jours de maturation à 20°C [Lesledjabelmadjid (2009)]..... | 58 |
| Tableau III.2. Résultats des essais de compressibilité [Wang, 2011]..... | 64 |
| Tableau III.3. Pressions de préconsolidation et indices de compression du sédiment avant traitement et pour différents âges après traitement [Boubaker Rekik, Mohamed Boutouil. 2006]..... | 65 |
| Tableau III.4. Effets du traitement sur la compressibilité du sédiment avant et après traitement [Boubaker Rekik, Mohamed Boutouil. 2006]..... | 67 |
| Tableau III.5. Ordre de grandeur de la taille des pores dans un sol fin compacté après traitement à la chaux [Cabane [2004], Bin et al. [2007], Cuisinier et al. [2008] et Le Runigo [2008]]..... | 72 |
| Tableau III.6. Evolution de la taille des pores dans un sol fin traité soumis à une sollicitation hydrique [Le Runigo 2008]..... | 74 |
| Chapitre IV. Etude de la résistance au cisaillement des sols traités | |
| Tableaux IV.1. Effet des cendres volantes sur les caractéristiques de cisaillement [Senol et al. 2006]..... | 86 |
| Tableau IV.2. Paramètres de résistance au cisaillement des mélanges vase-chaux [Mekerta et al. (2009)]..... | 88 |

Tableau IV.3. Paramètres de résistance au cisaillement des mélanges vase-ciment [Mekertaetal. (2009)].....88

Chapitre V. Étude microstructurale des sols traités

Tableau V.1. Surface spécifique et CEC de quelques minéraux argileux par [Morel, 1996].....98

Tableau V.2. Comparaison des indices des vides obtenus par PAM et indices des vides naturels [Dongxing Wang,2011].....106

Chapitre VII. Présentation des matériaux, additifs utilisés et procédures expérimentales

Tableaux VII.1. Résultat de la teneur en eau du sol de TELAGH.....135

Tableaux V.2. Résultats des essais chimiques.....135

Tableau VII.3. Résultats des limites d'Atterberg du sol de TELAGH.....162

Tableau VII.4. Classification des sols.....138

Tableau VII.5. Caractéristiques physiques du sol de TELAGH.....140

Tableau VII.6. Résultats des essais chimiques du sol de SIG.....141

Tableau VII.7. Présentation des valeurs des limites d'Atterberg du sol de SIG.....142

Tableau VII.8. Caractéristiques de compactage du sol de SIG.....142

Tableau VII.9. Caractéristiques physiques du sol de SIG.....143

Tableau VII.10. Paramètres de classification des deux sols selon GTR 2000.....143

Tableau VII.11. Propriétés physico-chimiques de la chaux.....144

Tableau VII.12. Les caractéristiques physiques du ciment utilisé.....145

Tableau VII.13. Les caractéristiques chimiques du ciment utilisé.....145

Tableau VIII.14. Les caractéristiques de lait de chaux.....146

Tableau VIII.15. Les caractéristiques minéralogiques de la fumée de silice.....147

Tableau VII. 16. Différentes formulations utilisées pour le traitement des sols.....150

Chapitre VIII. Etude de l'influence des liants hydrauliques et additifs sur les propriétés physiques et mécaniques des matériaux

Tableau VIII.1. Les limites d'Atterberg (Sol de TELAGH-chaux).....153

Tableau VIII.2. Les limites d'Atterberg du sol de TELAGH traité à différents pourcentages du ciment.....155

Tableau VIII.3. Les limites d'Atterberg du sol de TELAGH traité à différents pourcentages de lait de chaux.....156

Tableau VIII.4. Présentation des résultats de compactage du sol de TELAGH.....163

Tableau VIII.5. Les classes de portance P(GTR 2000).....173

Tableau VIII.6. Classification des sols en fonction de leur portances (GTR 2000).....174

Tableau VIII.7. Les différents paramètres de compressibilité du sol de TELAGH traité à la chaux.....176

Tableau VIII.8. Les différents paramètres de compressibilité du sol de TELAGH traité au lait de chaux.....178

Tableau VIII.9. Les paramètres de cisaillement du matériau traité à la chaux.....187

Tableau VIII.10. Les paramètres de cisaillement du sol de TELAGH traité au lait de chaux.....191

Liste des photos

Chapitre V : Étude microstructurale des sols traités

| | |
|---|-----|
| Photo V.1: Dispositif expérimental: Porosimètre à mercure FISIONS 2000..... | 104 |
| Photo V.2: Photo de la salle du MEB..... | 107 |

Chapitre VI : Mise en œuvre des sols traités

| | |
|--|-----|
| Photo VI.1. Silo horizontal semi-mobile [Code de bonne pratique pour le traitement]..... | 121 |
| Photo VI.2. Epandage de l'agent de traitement..... | 125 |
| Photo VI.3. Epandeur remorqué par un tracteur agricole..... | 125 |
| Photo VI.4. Epandeur autotracté sur chenilles..... | 125 |
| Photo VI.5. L'épandage et contrôle du liant..... | 128 |
| Photo VI.6. Le malaxage de liant au cours du traitement..... | 128 |
| Photo VI.7. Compactage partiel..... | 129 |
| Photo VI.8. Exemple de protection des sols traités..... | 130 |
| Photo VI.9. Aspect visuel d'un sol après traitement..... | 132 |

Chapitre VII : Présentation des matériaux, additifs utilisés et procédures expérimentales

| | |
|---|-----|
| Photo VII.1. Localisation du site du sol de TELAGH..... | 134 |
| Photo VII.2. Séchage des échantillons dans l'étuve..... | 135 |
| Photo VII.3. Le déroulement de l'essai de l'analyse granulométrique du sol de TELAGH..... | 136 |
| Photo VII.4. Appareillage de l'essai du poids volumique des grains solides..... | 137 |
| Photo VII.5. Appareillages de Casagrande..... | 138 |
| Photo VII.6. Essais de limite de liquidité..... | 138 |
| Photo VII.7. Essais du VBS..... | 139 |
| Photo VII.8. Localisation du site du sol de SIG..... | 140 |
| Photo VII.9. La chaux..... | 144 |
| Photo VII.10. Lait de chaux..... | 146 |
| Photo VII.11. Verre broyé à 0.08 mm..... | 148 |

Chapitre VIII : Etude de l'influence des liants hydrauliques et additifs sur les propriétés physiques et mécaniques des matériaux

| | |
|---|-----|
| Photo VIII.1. Essais Proctor normale..... | 163 |
| Photo VIII.2. Appareillage de l'essai CBR..... | 170 |
| Photo VIII.3. Déroulement de l'essai œdomètre..... | 176 |
| Photo VIII.4. Déroulement de l'essai de cisaillement..... | 186 |

Chapitre IX : Effet du ciment sur la microstructure du sol étudié

| | |
|--|-----|
| Photo IX.1. Lyophilisation des échantillons..... | 198 |
| Photo IX.2. Conservations des échantillons lyophilisés dans le dessiccateur..... | 198 |
| Photo IX.3. Métallisation des échantillons..... | 199 |
| Photo IX.4. Procédure de métallisation des échantillons pour le MEB..... | 199 |

Liste des notations et abréviations

| | |
|-------------------|---|
| C | Pourcentage de ciment |
| c | Cohésion totale |
| Cc | Coefficient de compressibilité |
| Cg | Coefficient de gonflement |
| C _u | Coefficient d'uniformité |
| Cv | Coefficient de consolidation |
| C _α | Coefficient de consolidation secondaire |
| t _p | Temps de consolidation |
| CBR | Indice de portance |
| ICBR immédiat | Indice CBR d'un sol mesure a la teneur en eau de confection de l'éprouvette avec application des surcharges, en pourcentage |
| ICBR immersion | Indice CBR d'un sol mesure après 4j d'immersion de l'éprouvette avec application des surcharges, en pourcentage |
| D _{max} | Diamètre maximal des grains |
| e | Indice des vides |
| P | Poids humide |
| P _s | Poids secs |
| w | Teneur en eau |
| w _{moy} | Teneur en eau moyenne |
| w _{nat} | Teneur en eau naturel |
| w _i | Teneur en eau initial |
| w _{OPN} | Teneur en eau à l'optimum Proctor normale |
| OPN | Optimum Proctor Normal |
| γ _w | Poids volumique de l'eau |
| γ _s | Poids spécifique |
| γ _d | Densité sèche |
| g _h | Poids volumique humide |
| γ _{dOPN} | Poids volumique optimum Proctor modifie (OPM) |
| IPI | Indice de portance immédiat |
| I _p | Indice de plasticité |
| W _L | Limite de liquidité |
| W _P | Limite de plasticité |
| VBS | Valeur au bleu de méthylène |
| LA | Los Angeles |
| MDE | Micro Deval |
| FS | Valeur de friabilité |
| s | Section du piézomètre |
| S | Section de l'éprouvette |
| S _r | Degré de saturation |
| H | Epaisseur de l'éprouvette |
| ΔH | Pression considérée |
| h | Lecture sur la règle graduée du piézomètre |
| k | Coefficient de perméabilité |
| φ | Angle de frottement interne |
| σ | Contrainte normale du cisaillement à la boite |
| τ | Contrainte du cisaillement |

| | |
|-------------|---|
| u | Pression interstitielle |
| σ'_v | Contrainte effective |
| Rc | Résistance à la compression |
| Rci | Résistance à la compression simple |
| Rit | Résistance à la traction indirecte |
| Q | La charge |
| Δu | Variation de volume |
| UU | Echantillon non consolidé et essai non drainé |
| CU | Echantillon consolidé et essai non drainé |
| CD | Echantillon consolidé et essai drainé |
| λ | Longueur d'onde du rayonnement utilisé |
| Pc | Pression capillaire |
| ν | Angle de raccordement du ménisque à la surface solide |
| m | valeur moyenne des pesées |

Q

Introduction générale

La mise en œuvre des sols fins est souvent rendue difficile par leur forte humidité et/ou leur forte argilosité. Dans ces cas là, les sols fins ont longtemps été substitués par des matériaux dits « nobles » (matériaux présentant de bonnes caractéristiques mécaniques tels que les granulats). Toutefois, cette logique n'est plus en adéquation avec les exigences du développement durable. En effet, le domaine des terrassements est aujourd'hui marqué par un besoin croissant d'utiliser les matériaux rencontrés dans l'emprise des projets, ce quels que soient leur nature et état, de façon à respecter l'objectif « zéro emprunt, zéro déchet ». Le traitement à la chaux ou aux liants hydrauliques apparaît comme une des techniques permettant de pallier, suite au développement de différents processus physico-chimiques, les faibles caractéristiques mécaniques et la mauvaise maniabilité présentées par les sols fins.

Bien que cette technique d'amélioration soit, largement utilisée pour la construction d'ouvrages en terre courants, de nombreuses questions persistent quant à l'utilisation de ces sols traités à la chaux et aux liants hydrauliques pour la construction d'ouvrages hydrauliques (barrages, digues, berges de canaux, etc.) ou de remblais en zone inondable. En effet, la fonction première des ouvrages hydrauliques étant de retenir l'eau, il apparaît nécessaire de s'assurer que ces sols présentent, une fois traités à la chaux et compactés, une perméabilité suffisamment faible.

Bien que les améliorations mécaniques apportées par les liants hydrauliques et additifs semblent suffisantes pour que l'utilisation de ces sols soit envisagée pour la construction de tels ouvrages, les effets à long terme de ces sollicitations sur leurs performances mécaniques restent mal connus. Par ailleurs, l'évolution de leur perméabilité dans le temps suite à ces sollicitations reste aussi sujette à discussion.

Dans ce contexte, les principaux objectifs de ce travail de recherche sont de préciser l'effet des liants hydrauliques et quelques additifs sur les caractéristiques physiques et mécaniques des sols, et donc l'évolution des performances mécaniques et le calcul de la perméabilité des sols limoneux peu plastique et argileux traités, face aux différentes sollicitations. En fait, ce travail se présente en deux parties :

La première partie constitue une recherche bibliographique composée de 6 chapitres:

- Le premier chapitre est consacré aux caractérisations des sols et leur classification en terrassement.
- Le deuxième chapitre présente l'étude des propriétés physiques des sols traités aux liants hydrauliques et aux différents additifs.
- Le troisième chapitre évoque la compressibilité des sols traités aux liants hydrauliques.
- Le quatrième chapitre aborde l'étude de la résistance au cisaillement des sols traités aux liants hydrauliques.
- Le cinquième chapitre met en relief l'étude de la microstructure des sols traités aux liants hydrauliques.
- Le sixième chapitre définit les procédures de mise en œuvre des sols traités aux liants hydrauliques.

La deuxième partie est une étude expérimentale réalisée au niveau du laboratoire national de l'habitat et de la construction (LNHC), filiale Ouest, unité de Sidi Bel Abbés et au niveau du laboratoire du département du génie civil "UDL de SBA", ainsi au laboratoire L2MGC de l'université de Cergy Pontoise Paris. Cette partie est constituée de trois chapitres :

- Le septième chapitre comprend une identification physique et mécanique des deux matériaux sans traitement à savoir; l'analyse chimique, sa granulométrie, ses limites d'Attrerberg et leurs caractéristiques mécaniques (compacité et portance).
- Le huitième chapitre étudie l'influence des liants hydraulique et additifs sur les propriétés physiques et mécaniques des deux matériaux utilisés.
- Le neuvième chapitre explique l'effet du ciment sur la microstructure du sol étudié.

En fin, on termine par une conclusion générale et recommandations.

I.1. Introduction

Il est indispensable avant tout démarrage de travaux d'avoir une idée des caractéristiques du sol en présence et, ainsi, des problèmes qu'il risque de poser.

Une bonne connaissance du sol permet:

- d'évaluer l'intérêt du traitement de sol;
- de déterminer le type d'agent de traitement à utiliser;
- d'avoir une première idée de la quantité d'agent de traitement à utiliser.

Avant de traiter un sol et de l'utiliser comme matériau de construction, il est indispensable de connaître les principes généraux régissant leur comportement.

I.2. Caractérisation des sols

On distingue trois grandes familles de paramètres dont la connaissance est capitale pour la caractérisation d'un sol vis-à-vis de son traitement à la chaux et/ou aux liants hydrauliques (ciment, laitier de haut-fourneau) ou pouzzolaniques (cendres volantes) :

1°) Les paramètres de nature. Ils caractérisent ce qui ne varie pas (ou peu) dans le temps ou au cours des manipulations que peut subir le sol:

- Granularité: Les essais de granulométrie permettent de classer les sols en différentes catégories selon la dimension de leurs éléments:

- sols fins (sables, argiles, limons);
- sols granulaires;
- sols mixtes (sols fins à charge pierreuse).

- Argilosité: Elle caractérise à la fois la quantité et l'activité de la fraction argileuse contenue dans le sol. On peut la mesurer à l'aide des paramètres suivants:

- l'indice de plasticité (I_p);
- la valeur de bleu de méthylène (VBS).

- Présence de constituants chimiques particuliers: des éléments perturbateurs peuvent troubler les réactions entre le sol et l'agent de traitement (matières organiques, sulfates et sulfures, chlorures, nitrates, ...).

2°) Les paramètres d'état des sols: Ces paramètres ne sont pas propres au sol mais sont fonction de l'environnement dans lequel il se trouve. L'état hydrique conditionne:

- le choix de l'agent de traitement le mieux adapté et des dosages nécessaires à appliquer;
- le bon déroulement des réactions entre le sol et l'agent de traitement (réactions d'hydratation et de cristallisation);
- la qualité de la mise en œuvre (épandage, malaxage, compactage).

3°) Les paramètres de comportement: fragmentabilité des éléments grossiers et abrasivité de la fraction grenue. Il s'agit de paramètres permettant d'appréhender les difficultés de malaxage (rapidité d'usure et de détérioration des outils, fatigue des machines, ...).

I.3. Principaux constituants d'un sol

Le sol est un complexe multiphasique, en général il est formé des phases suivantes :

- solide : des grains solides (les minéraux ou fragments de roche) ;
- liquide : de l'eau ;
- gazeuse : de l'air.

L'assemblage des grains solides forme le squelette du sol. Autour de ce squelette, les vides ou les pores peuvent être remplis par de l'eau ou de l'air. Si l'eau remplit tous les pores, le sol est saturé.

I.4. Classification des matériaux constitutifs d'une couche de forme

I.4.1. Guides des terrassements routiers GTR

Le guide GTR classe les matériaux susceptibles d'être utilisés pour la réalisation de remblais et de couche de forme. Lors de travaux de terrassements, les matériaux naturels sont rencontrés essentiellement sous deux formes : une forme rocheuse massive, nécessitant une forte énergie pour les désagréger, et une forme meuble facile à extraire. Cette étude s'intéresse en particulier aux sols meubles pour lesquels la classification GTR a été élaborée. Cette classification vise en premier lieu à déterminer la nature du sol en fonction de certains paramètres de nature, la granulométrie et l'argilosité. Dans un deuxième temps, les sols sont ensuite classés selon leur état hydrique, de l'état très sec à l'état humide. Une fois les sols classés suivant leur nature et leur état hydrique, le GTR fournit les recommandations pour l'utilisation de ces sols en remblais et en couche de forme, suivant et selon la classe de la partie supérieure de terrassement, le GTR préconise notamment une épaisseur de couche de forme, et l'énergie de compactage à apporter suivant les types d'engins envisagés sur le chantier

Le GTR fournit une liste exhaustive des matériaux susceptibles d'être utilisés pour la réalisation d'une couche de forme. Ce sont :

- Les matériaux rocheux (classe R)
- Les sols (classe A, B, C, D)
- Certains sous-produits industriels (classe F).

Le choix des matériaux est avant tout basé sur un compromis technico-économique qui inclut notamment des critères de disponibilité, de coûts de traitement et de transport des matériaux. Dans ce contexte et compte tenu de la géologie du territoire français (bassins sédimentaires de grandes surfaces sans massif rocheux et formations superficielles très développées), les sols sont des plus utilisés.

Très fréquemment, il convient d'envisager une stabilisation pour ces matériaux, notamment pour les sols fins.

I.4.2. Cas particulier des sols fins

Le terme de « sol » est général. Selon la norme NF XP 94-010, un sol est défini comme étant un « agglomérat constitué :

- De particules solides séparables par trituration sous l'eau provenant soit de la désagrégation des roches par altération mécanique ou chimique sous l'effet d'agents naturels, soit de la décomposition d'organismes vivants, végétaux ou animaux, soit d'une activité industrielle
- De fluides interstitiels.

Le terme de sol, selon cette définition, convient à des nombreux matériaux :

- Les formations géologiques superficielles comme les dépôts de sédiments quaternaires, les roches endogènes altérées (arènes de gneiss, altérites de schistes)
- Les formations géologiques sédimentaires anciennes constituées de roches « tendres » (marnes, argiles, sables ...)
- Les vases
- Les boues

Le mode de caractérisation et de classification des sols dépendent du domaine d'étude concerné : géologie et pédologie. Un sol est identifié selon des critères de fragmentation/altération d'une formation géologique avec un enrichissement progressif en matières organiques (figure I.1). A cette première classification, s'ajoutent des classifications basées sur la granulométrie (figure I-2 et I-3).

| | | | | | | |
|------------------------|--------|---|----------------|---------------------|--|------------|
| horizons hologaniques | | | O ₁ | L | litifère | |
| | | | | F ₁ | | |
| | | | O ₂ | F ₂ | matière organique en décomposition | |
| | | | | H | | |
| horizons hémorganiques | seqnum | activité biologique et/ou éléviation | A ₁ | | horizon humifère | |
| | | | A ₂ | | horizon lessivé | |
| horizons minéraux | solum | altération, développement structural, illuviation | A ₃ | AB | A & B | transition |
| | | | B ₁ | | | |
| | | B ₂ | | () t fe h | altération en place accumulation d'argiles accumulation de fer accumulation d'humus | |
| | | B ₃ | B / C | transition | | |
| matériau meuble | | C | | | | |
| matériau cohérent | | C & R | | transition | | |
| | | R | | | | |

Figure I.1. Classification pédologique des sols.

Cette classification est basée sur la fragmentation et l'altération des roches et la présence de matières organiques.

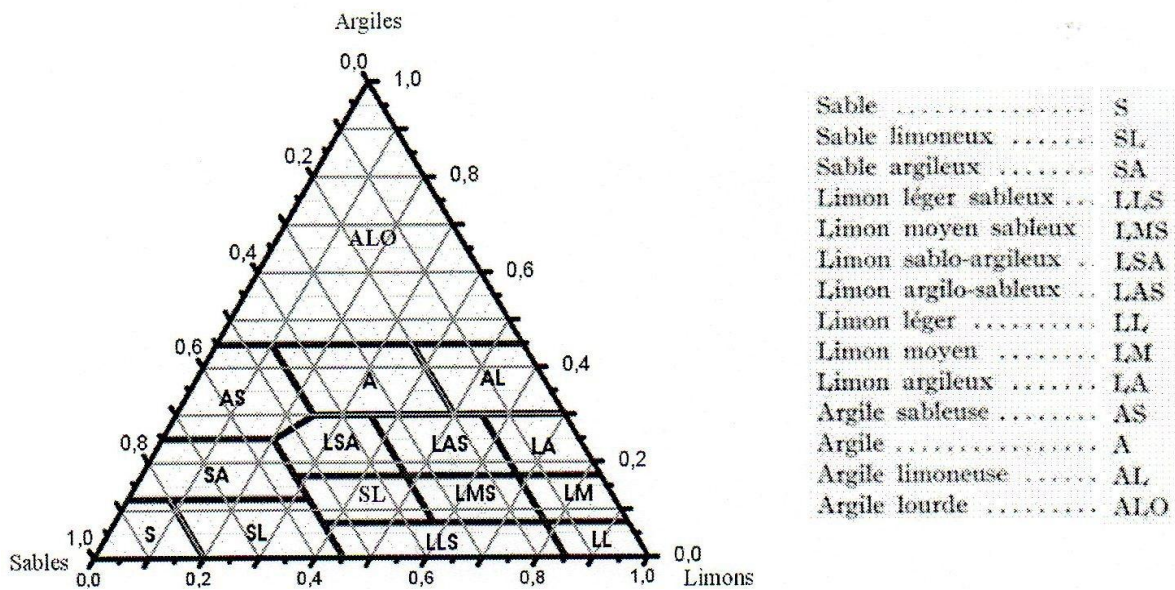


Figure I.2. Classification texturale des sols en pédologie.

Le terme granulométrique « argiles » correspond à la fraction 0-2 µm, celui de « limons » correspond à la fraction 2-50 µm et celui de « sables » correspond à la fraction 50-2000 µm.

| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-----------------|---|------------|---|----------------|---|------------|---|-------------------------------------|---|------------------|---|----------------|---|---|---|---|---|---|---------------|
| 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | Unités Φ |
| PÉLITES | | ALEURITES | | SABLES | | GRAVIERS | | GALETS | | BLOCS | | N.M. STRAKHOV | | | | | | | |
| 2 μ m | | 30 μ m | | 200 μ m | | 2 mm | | 20 mm | | 200 mm | | A. CAILLEUX | | | | | | | |
| CLAYS (ARGILES) | | SILTS | | SANDS (SABLES) | | GRAVILLONS | | PEBBLES (GRAVIERS, PETITS CAILLOUX) | | BOULDERS (BLOCS) | | C.K. WENTWORTH | | | | | | | |
| LUTITES | | ARÉNITES | | RUDITES | | | | | | | | | | | | | | | |

Figure I.3. Classifications granulométriques utilisées en géologie.

Dans le cadre du génie civil, diverses classifications s'ajoutent. La norme NF P 94-011 permet de regrouper une partie de ces classifications (figure I-4). Ainsi un sol peut être classé selon :

- Sa granulométrie
- sa teneur en matières organiques
- sa granularité
- sa plasticité
- son argilosité
- sa pétrographie.

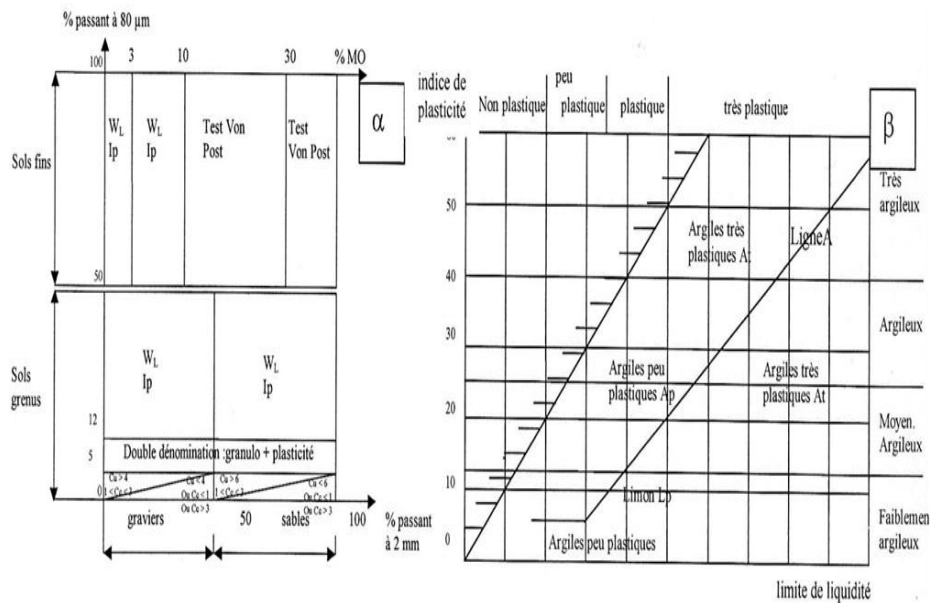


Figure I.4. Classifications des sols.

Avec : α : classification des sols basés sur la granulométrie, la plasticité et la teneur en matières organiques

β : classification basée sur la plasticité.

Le premier critère d'identification des sols est la granulométrie. En effet, pour des raisons techniques telles que le malaxage, un seuil à 50 mm a été établi. Il permet de distinguer :

- les sols constitués de particules de diamètre inférieur ou égale à 50 mm ; il s'agit des sols de type A, B, D pro parte. Ces sols correspondent aux sols fins
- les sols constitués de particules de diamètre supérieur à 50 mm qui correspondent aux sols C, D pro parte.

Pour les sols fins, des sous-classes, basées sur la granulométrie (seuils à 2 mm et 80 μ m) et l'argilosité, découpent ensuite ces trois premières classes pour des raisons de sensibilité des sols à l'eau. Ce phénomène concerne ainsi les sols de la classe A. schématiquement, ces sols secs se comportent comme une roche tendre alors qu'un sol gorgé d'eau se comporte comme une boue.

La stabilisation chimique permet de rendre le sol insensible à l'eau d'une façon irréversible et de lui conférer des propriétés mécaniques convenables. Cette opération renchérit le coût de l'utilisation du sol. A l'heure actuelle, les moyens techniques de malaxage et de compactage, ainsi que les différents agents stabilisants existant sur le marché, permettent d'homogénéiser le produit de traitement avec les sols fins. Les couches de forme ainsi réalisées donnent des résultats excellents du point de vue de leur insensibilité à l'eau et de leurs performances mécaniques.

Parmi ces sols fins, la classe A est particulièrement améliorée par le traitement. Il faut insister sur le fait que cette classe de sol est très courante en France et est utilisée comme matériau de couche de forme.

Les éléments les plus gros de ces sols ont un diamètre inférieur ou égal à 50 mm

La classification des sols fins est basée sur la teneur en argile et la granulométrie du sol :

- VBS : capacité d'adsorption par le bleu de méthylène
- I_p : indice de plasticité par la méthode des limites d'Atterberg
- Passant à 80 μ m et à 2 mm : pourcentage de particules fines passant aux tamis de 80 μ m et à 2 mm.

La norme ASTM D 3282-73 (Tableau I.1) est utilisée dans certains pays étrangers. Cette norme caractérise les sols selon leur granulométrie et leur plasticité.

Tableau I.1. Classification américaine des sols (ASTM).

| Classification générale | Sols grenus (35 % au maximum passant au tamis de 80 microns) | | | | | | | Sols fins (plus de 35 % passant au tamis de 80 microns) | | | |
|---|--|--------------------|---------------------|---|---------------------|---------------------|----------------------|---|---------------------|---------------------|----------------------|
| | A-1 | | A-3 | A-2 | | | | A-4 | A-5 | A-6 | A-7 |
| | A-1a | A-1b | | A-2-4 | A-2-5 | A-2-6 | A-2-7 | | | | A-7-5 A-7-6 |
| Analyse granulométrique % passant au tamis de 2 mm au tamis de 0,4 mm au tamis de 80 microns | max. 50 max. 30 max. 15 | max. 50 max. 25 | Mini. 51 max. 10 | max. 35 | max. 35 | max. 35 | max. 35 | mini. 36 | mini. 36 | mini. 36 | mini. 36 |
| Caractéristiques de la fraction passant au tamis de 0,4 mm (mortier) limite de liquidité indice de plasticité | max. 6 | | | max. 40 max. 10 | mini. 41 max. 10 | max. 40 mini. 11 | mini. 40 mini. 11 | max. 40 max. 10 | mini. 41 max. 10 | max. 40 mini. 11 | mini. 41 mini. 11 |
| Type de matériaux habituels significatifs | Pierres, graviers et sables | | sable fin | graviers et sables limoneux ou argileux | | | | sols limoneux | | sols argileux | |
| Estimation générale comme sous sol de chaussée | Excellent à bon | | | | | | | Passable à mauvais | | | |

Remarque - Dans l'ASTM les tamis sont un peu différents - On a :
 Tamis n° 10 = 2 mm sans changement
 Tamis n° 40 = 0,425 mm on prend ici 0,400 mm
 Tamis n° 200 = 75 microns on prend ici 80 microns.

I.4.3. Analyse des différents paramètres de classification des sols

I.4.3.1. Paramètres caractérisant la nature des sols

a. La granularité : la granularité déterminée par l'analyse granulométrique (norme NF P 94-056 et NF P 94- 057) et plus particulièrement :

- la valeur du D_{max} (dimension des plus gros éléments présents dans le sol). Cette caractéristique régit, en particulier, les possibilités pratiques de réaliser le mélange du sol avec le produit de traitement ;
- le tamisât à 0,08 mm (ou teneur en fines). Cette caractéristique qui exprime la finesse du matériau oriente en grande partie le choix du produit de traitement
- le coefficient d'uniformité $C_u = D_{60}/D_{10}$ Cette caractéristique fournit, dans le cas des matériaux granulaires, une information qualitative sur les valeurs des dosages qui seront nécessaires pour atteindre le niveau de résistance visé.

b. L'argilosité : Cette caractéristique intervient, en premier lieu, dans le type d'application pouvant être envisagée (remblai ou couche de forme) et dans le choix du produit de traitement. Dans une moindre mesure, les conditions de réalisation du mélange dépendent également de ce paramètre. En première approche, on peut considérer que plus l'argilosité est élevée, plus la chaux s'impose de préférence aux liants hydrauliques.

L'argilosité s'exprime par l'une ou l'autre des deux grandeurs suivantes :

- l'indice de plasticité (I_p), mesuré suivant la norme NF P 94- 051. Pour être correctement interprété, cet indice doit, être précisé par la valeur du tamisât à 0,08 mm (ou 0,4 mm) du sol. Ce paramètre caractérise l'argilosité des sols.

- 12 : limite supérieure des sols faiblement argileux
- 25 : limite supérieure des sols moyennement argileux
- 40 : limite entre sols argileux et très argileux
- la valeur au bleu de méthylène du sol (V_{BS}). Mesurée suivant la norme NF P 94-068.

On détermine la VBS à partir de l'essai au bleu de méthylène à la tache sur une fraction 0/2 mm. La valeur trouvée est rapportée à la fraction 0/50 mm par une règle de proportionnalité

c. Les teneurs en constituants chimiques particuliers : Des constituants chimiques particuliers peuvent être présents dans certains sols : matières organiques, phosphates, nitrates, chlorures, sulfates, sulfures, etc. Leurs effets sur le déroulement de la prise hydraulique sont variables :

- les matières organiques. Elles consomment «en priorité» une quantité plus ou moins importante de produit de traitement pour neutraliser l'acidité du milieu, quantité qui est alors perdue pour le développement des réactions de cimentation ;

- les phosphates et les nitrates. On retiendra que le plus souvent ils sont inhibiteurs ou pour le moins retardateurs de la prise hydraulique.

- les chlorures. Ils ont, en général, une action d'accélérateur de prise et de durcissement avec simultanément possibilité de gonflement par création de chloro-aluminates (dans le cas où ce sont les aluminates qui ont été formés en majorité).

- les sulfates et les sulfures. Ce sont les constituants qui présentent la plus forte probabilité de présence dans les sols (sous forme de gypse ou de pyrites) et dans les matériaux de démolition (sous forme de plâtras). Ce sont eux qui s'avèrent les plus néfastes, car leur action peut déjà être très dommageable pour des teneurs de l'ordre de 1 %.

En début de prise, ces constituants ont un rôle généralement bénéfique de régulateur de prise, mais, si l'alimentation en sulfates ou sulfures et en eau est suffisante, leur action se poursuit par la formation d'ettringite, espèce cristalline très gonflante pouvant entraîner la destruction.

I.4.3.2. Paramètres de comportement mécanique des sols

Il s'agit de paramètres visant principalement à mieux prévoir les conditions pratiques de malaxage.

a. La fragmentabilité des éléments grossiers (supérieurs à 50 millimètres) : Cette caractéristique devrait permettre d'appréhender la limite de réalisation pratique du malaxage avec des outils animés (pulvérisateurs de sols principalement), défini par la norme NF P 94-066.

b. L'abrasivité de la fraction grenue (supérieure à 0,08 millimètres) : Cette caractéristique est responsable de l'usure plus ou moins rapide des outils de malaxage.

I.4.3.3. Paramètres d'état hydrique

Pour les sols meubles sensibles à l'eau, le seul paramètre d'état considéré dans la classification est **l'état hydrique** : son importance est capitale vis-à-vis de tous les problèmes de remblai et de couche de forme.

• Différents état hydriques sont considérés :

***L'état très humide (th)** : état d'humidité très élevé ne permettant plus la réutilisation du sol dans des conditions technico-économiques normales

***L'état humide (h)** : état d'humidité élevé autorisant la réutilisation du sol en prenant des dispositions particulières (aération, traitement, etc. ...) estimées comme normales dans le contexte techno-commercial actuel.

***L'état d'humidité moyenne (m)** : état d'humidité optimale (minimum de contrainte pour la mise en œuvre).

***L'état sec (s)** : état d'humidité faible mais autorisant encore la mise en œuvre en prenant des dispositions particulières (arrosage, sur compactage, etc....) estimées comme normales dans le contexte techno-commercial actuel.

***L'état très sec (ts)** : état d'humidité très faible n'autorisant plus la réutilisation du sol dans des conditions technico-économiques normales.

• Les paramètres utilisés pour caractériser l'état hydrique :

On peut utiliser l'un des trois paramètres suivants :

*La position de la teneur en eau naturelle (w_n) de la fraction 0/20 du sol par rapport à l'**optimum Proctor normal** (w_{optn}) exprimée par le rapport : $\frac{w_n}{w_{optn}}$

*La position de la teneur en eau naturelle (w_n) par rapport aux limites d'atterberg (w_L et w_p) qui s'exprime par l'indice de consistance (I_c)

$$I_c = \frac{w_L - w_n}{w_L - w_p}$$

Avec w_n teneur en eau naturelle
 w_{optn} teneur en eau à l'optimum Proctor normal

w_L et w_P limites d'Atterberg, limites de liquidité qui séparent l'état liquide de l'état solide (L) et l'état plastique de l'état solide (P)

*l'indice portant immédiat (IPI) qui exprime la valeur du poinçonnement CBR mesurée sans surcharges ni immersion sur une éprouvette de sol compacté à l'énergie Proctor normal.

I.4.3.4. L'état de compacité en place

La connaissance de cette caractéristique est intéressante pour certains sols tels que les craies et les calcaires, car elle est en relation étroite avec leur fragmentabilité. Elle apporte donc une information sur les conditions pratiques d'exécution du malaxage. L'état de compacité en place se détermine par l'essai « mesure de la masse volumique apparente d'un échantillon de roche déshydratée », défini par la norme NF P 94-064.

I.5. Caractérisation générale des limons

La classification des limons diffère selon le domaine d'étude. Le géologue entrevoit les limons comme des formations superficielles extrêmement répandues [Foucault et Raoult 2010]. Ils se rencontrent constamment lors des travaux de terrassement routiers et autoroutiers.

Pour le géotechnicien, le limon désigne une fraction granulométrique intermédiaire entre argile et sable, c'est-à-dire la fraction granulométrique $2/63\mu\text{m}$ et, par extension, une famille de sols où cette fraction prédomine [Holtz et Kovacs 1996 ; Robitaille et Tremblay 1997 ; Dupain et Saint-Arreman 2009].

Les critères de classification d'un sol selon le Guide technique des Terrassements Routiers (GTR) [LCPC-SETRA 1992] et la norme NF P 11-300, rassemblés sur la figure I.5, font intervenir :

- sa granulométrie : dimension maximale des grains (D_{max}), fraction inférieure à $80\mu\text{m}$;
- son argilosité : activité argileuse ou capacité d'adsorption des argiles du sol déterminée par sa valeur au bleu (VBs), indice de plasticité (IP) par ses limites d'Atterberg (w_L et w_P).

Les limons sont inclus dans la classe des sols fins (classe A) définie par le GTR. Cette classe, très courante en France, améliorée par un traitement mixte chaux-liant hydraulique, est utilisée comme matériau de couche de forme [Cabane 2004 ; Abdo 2008 ; Chardard et Gandille 2008].

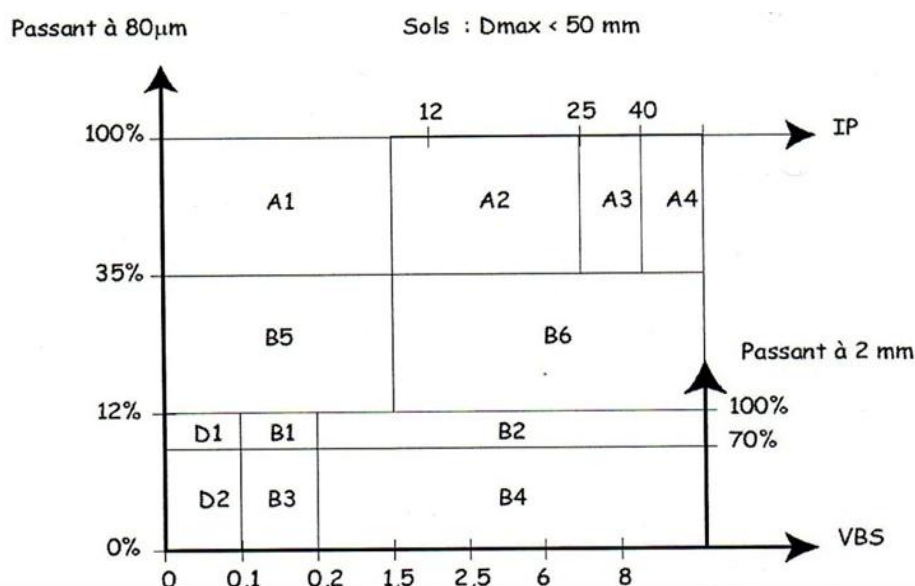


Figure I.5. Classification des sols fins [LCPC-SETRA 1992].

Une deuxième étape de classification permet de définir l'état hydrique du sol. Cette précision appelle la détermination de :

- la teneur en eau naturelle (w_{nat}) et de la teneur en eau optimale (w_{OPN}), teneur en eau pour laquelle un compactage Proctor normal permet d'obtenir une masse volumique sèche maximale ;
- ou de l'indice portant immédiat (IPI) à la teneur en eau naturelle, qui caractérise la portance du sol immédiatement après son compactage, c'est-à-dire sa résistance au poinçonnement.

Le comportement mécanique d'un sol est lié aux teneurs en argile, en matières organiques (M.O.) et en eau :

- le terme argile regroupe des minéraux chimiquement et physiquement différents dont les particules n'excèdent pas 2µm de diamètre équivalent (minéraux assimilés à des particules sphériques), d'origine détritique ou chimique. La surface spécifique des minéraux argileux varie de 15 m²/g pour la kaolinite à 800 m²/g pour la smectite.

L'affinité importante de la fraction argileuse pour l'eau joue sur des propriétés telles que la plasticité, les phénomènes de retrait/gonflement, la compressibilité et la cohésion tout en diminuant la perméabilité et l'angle de frottement interne.

- le terme M.O. regroupe des composés à base de molécules carbonées, constitués de débris et de déchets de toute nature (végétation, microorganismes, etc.) ainsi que de composés issus de leur dégradation biotique ou abiotique.

Par interaction avec la fraction argileuse (formation du complexe argilo-humique), la fraction organique augmente la plasticité, la porosité et la compressibilité du sol et ralentit sa consolidation. Le Guide technique de Traitement des Sols à base de chaux et/ou de liants

hydrauliques (GTS) [LCPC-SETRA 2000] recommande une teneur en M.O. maximale de 1% dans le sol à traiter pour garantir l'efficacité d'un traitement.

- la teneur en eau et la composition chimique de l'eau interstitielle influent sur la plasticité, la cohésion et la porosité d'un sol.

La présence de certains anions (chlorure Cl^- , sulfate SO_4^{2-} , nitrate NO_3^- , orthophosphate PO_4^{3-}) dans l'eau libre du sol ou dans l'eau qui pourrait servir à humidifier le sol lors du traitement peut altérer l'action des produits de traitement [LCPC-SETRA 2000]. La qualité de l'eau est soumise aux prescriptions de la norme NF P 98-100. Elle doit être pratiquement équivalente à celle d'une eau potable.

Il est donc important de tenir compte de la composition minéralogique et géochimique du sol. C'est au travers de ces deux paramètres que sont en général recherchées les origines de perturbations de la solidification de matériaux traités.

I.6. Actions d'un traitement mixte chaux-liant hydraulique

Le traitement de sols avec une valeur au bleu (VBs) supérieure à 1 requiert l'emploi de 1 à 2% de chaux. L'utilisation d'un liant hydraulique seul s'applique à des matériaux plus sableux avec des dosages de l'ordre de 5 à 7% [Kinuthia et al. 1999 ; Puiatti 2005 ; Malviya et Chaudhary 2006 ; Abdo 2008 ; Chardard et Gandille 2008].

L'apport en chaux doit être suffisant pour conférer au sol une portance immédiate lui permettant de supporter la circulation des engins de chantier. L'apport d'un ciment ou d'un liant hydraulique routier doit permettre de développer les performances mécaniques exigées pour une valorisation du matériau en assise de chaussée. En outre, le traitement doit permettre d'assurer la durabilité de la sous-couche routière.

Sur la base des propositions énoncées par le guide technique « Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques. Application à la réalisation des remblais et des couches de forme » [LCPC-SETRA 2000], la formulation à appliquer pour un sol de classe A1 est de 1% de chaux vive et 7% de CEMII 32,5. La diversité des sols, tant par leur nature que par leur teneur en eau naturelle, ne permet cependant pas de proposer une formulation générale et celle-ci est souvent adaptée selon l'expérience des entreprises. De plus, les caractéristiques physico-chimiques des liants, les conditions de mélange (dosages, ordre d'introduction, durée de malaxage, température de cure...) et de mise en œuvre (compactage, teneur en eau...) influencent l'efficacité du traitement.

I.6.1. Choix d'un liant hydraulique

Si la mise au point de liants spécifiques a été entreprise lors de différentes recherches (ex. : métakaolin, procédé Novosol, etc.), le ciment Portland composé (classe CEMII) et les liants hydrauliques routiers (LHR) restent les principaux liants utilisés pour le traitement des sols [Sheffield et al. 1987 ; Conner et Hoeffners 1998 ; Malviya et Chaudhary 2006].

D'autres constituants viennent s'ajouter ou se substituer : laitier de hauts-fourneaux, scories, cendres volantes ou silicates remplacent partiellement (5 à 20%) ou totalement le clinker d'un ciment Portland CEMI [Loest et Wilk 1998 ; Voirin et al. 2001 ; Harris et al. 2004 ; Malviya et Chaudhary 2006 ; Azzouz 2006 ; Degrez 2008].

Les propriétés de la chaux vive utilisée pour le traitement de sol sont définies par les normes NF P 98-101 et NF P 98-102 (réactivité, granulométrie, etc.) et plus récemment par les normes NF EN 459-1 et NF EN 459-2.

Les ciments courants (classes CEMI à V) ont été utilisés en traitement de sol majoritairement jusqu'aux années 1980. Leurs caractéristiques sont définies par la norme NF EN 197-1.

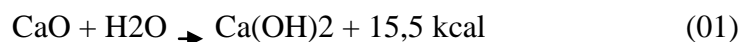
Par la suite, ils ont été progressivement remplacés par les LHR, plus appropriés aux conditions et aux exigences de mise en œuvre des matériaux de partie supérieure de terrassement (PST), de remblais et de couches de forme [Cimbéton 2004 ; Rossi et al. 2007].

Il peut en effet être envisagé d'optimiser leur composition pour les adapter à un type de sol particulier ou à des conditions de mise en œuvre spécifiques (période de l'année, conditions climatiques, contraintes d'organisation de chantier, etc.). La composition, les spécifications et les critères de conformité des LHR sont régis par la norme NF P 15-108.

I.6.2. Mécanismes physico-chimiques du traitement mixte

I.6.2.1. Abaissement de la teneur en eau naturelle

L'hydratation de la chaux vive [réaction (01)] [LCPC-SETRA 2000] est une réaction exothermique qui provoque une consommation/évaporation de 1% de la teneur en eau du sol pour 1% de chaux apportée par rapport à la masse sèche.



Un abaissement de teneur en eau de 0,3 à 0,5% lors de l'apport de 1% de liant hydraulique par rapport à la masse sèche du sol est constaté, répondant à ce même principe.

I.6.2.2. Flocculation des argiles

L'utilisation de chaux vive permet de modifier la structure d'un sol : la flocculation des particules du sol modifie sa consistance et le fait passer d'un état plastique à une structure grumeleuse stable.

I.6.2.3. Réactions d'hydratation

L'ajout de chaux déclenche une augmentation immédiate du pH du sol dont l'ampleur est fonction du pH initial du sol, les valeurs extrêmes de pH mesurées sur les sols naturels étant comprises entre 2 et 11, et de la quantité de chaux ajoutée. Le pH des sols peut ainsi atteindre une valeur maximale de 12,4, équivalente à celle obtenue pour une solution saturée en portlandite CH [Le Runigo 2008].

A cette valeur de pH, des silicates et des aluminates de calcium hydratés (CSH, CAH, CASH) se forment, produits de réaction argiles-chaux-liant hydraulique (ciment, LHR, *etc.*), enrobant et liant les grains du sol traité.

Xing et al. [2009] montrent, à travers des résultats regroupés à la figure I.6, qu'il existe une relation entre le développement des performances mécaniques (résistance à la compression simple R_c) d'un sol traité et la formation des hydrates CAH et CSH. En effet plus le développement de ces hydrates est important, plus R_c est élevée. Les composés calciques provenant de l'hydratation des liants portent ainsi une part importante de la structure [Burlion et al. 2006 ; Xing et al. 2009].

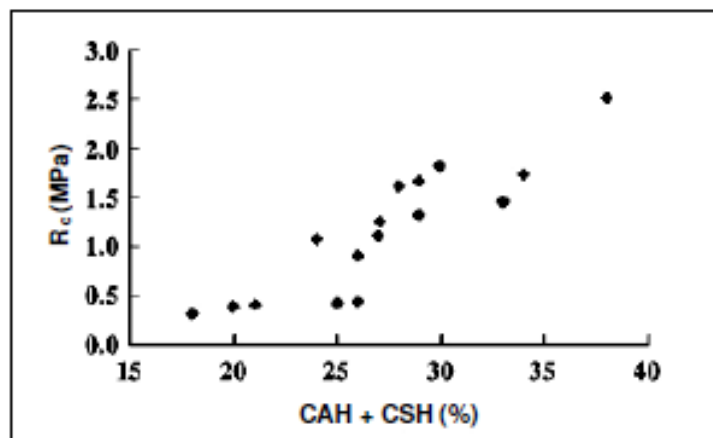


Figure I.6. Relation entre la formation des hydrates CAH et CSH et le développement des résistances à la compression simple d'un sol traité [Xing et al. 2009].

La formation progressive de ces nouvelles phases diminue la porosité et modifie la répartition dimensionnelle des pores [Choquette et al. 1987 dans Le Runigo 2008]. Ces évolutions sont influencées par la durée et la température de cure [Bell 1996].

La vitesse de formation des produits cimentaires issus d'un traitement à la chaux des sols reste faible. Les hydrates formés sont souvent mal cristallisés ou présents en trop faible quantité pour être détectables par des méthodes d'analyse de diffraction des rayons X (DRX), d'analyses thermogravimétriques (ATG) ou des observations au microscope électronique à balayage (MEB) [Le Runigo 2008]. Le développement des phases cimentaires n'est souvent pas suffisant pour permettre une utilisation en couches d'assise ($R_c < 1\text{MPa}$) [Rey et al.2000]. Ainsi, l'objectif d'un traitement complémentaire au liant hydraulique est de former rapidement les hydrates calciques.

La cohésion permanente développée dépend de la nature du matériau traité, du type et du dosage de liant, des conditions de compactage, de la température du milieu et de l'âge du mélange.

I.6.2.4. Réactions pouzzolaniques

Les réactions pouzzolaniques sont des réactions d'hydratation plus ou moins lentes (pouvant se déclencher quelques semaines après le début de l'hydratation et se déroulant sur des périodes de quelques jours à quelques années) qui peuvent se produire en fonction de la minéralogie du matériau à traiter, du pH et/ou de la quantité de calcium disponible dans le milieu. La figure I.7 permet d'expliquer les processus de dissolution/précipitation qui se déroulent alors en présentant les courbes de solubilité de la silice SiO_2 , de l'alumine Al_2O_3 , du carbonate de calcium CaCO_3 et de la portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ en fonction du pH du milieu. Ainsi, à un pH de 12,4, les molécules de silice et d'alumine dissociées réagissent avec le calcium apporté par les produits de traitement pour former de nouveaux hydrates comme les silicates de calcium hydratés (CSH) [réaction (02)], les aluminates de calcium hydratés (CAH) [réaction (03)] ou encore les aluminosilicates de calcium hydratés (CASH) [réactions (04) et (05)].



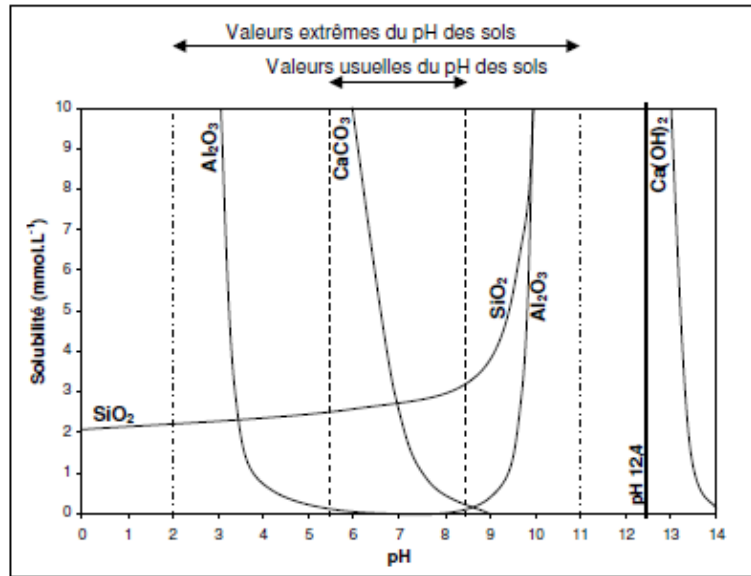


Figure I.7. Diagramme de dissolution/précipitation des phases cimentaires en fonction du pH
[adapté de Loughnan 1969 dans Le Runigo 2008]

La nature des hydrates formés au cours des réactions pouzzolaniques dépend de la nature des argiles présentes dans le sol.

La formation de ces nouveaux hydrates initie une seconde phase de développement des performances mécaniques : la résistance du matériau évolue lentement après 28 jours.

Le fort pH induit par l'ajout de chaux diminue avec l'âge de cure du fait de la consommation des ions HO⁻ lors de la formation de composés cimentaires. Il est supposé qu'au bout d'un certain temps le pH atteint ne serait plus suffisant pour entraîner la formation de produits cimentaires. Toutefois, ce seuil reste indéterminé [Le Runigo 2008].

I.6.2.5. Carbonatation

Une dernière réaction peut avoir lieu avec la chaux hydratée : la carbonatation. Il s'agit de la formation de carbonate de calcium au contact du CO₂ de l'air [réaction (06)] :



Le processus est généralement considéré comme néfaste puisqu'il conduit à la consommation d'une partie de la chaux pour la formation de carbonates dont les propriétés liantes sont moindres comparées à celles des composés cimentaires qui auraient pu être formés. Par ailleurs, la carbonatation inhibe les réactions pouzzolaniques [Paige-Green 1984 ; Lelong 2008]. Bagonza *et al.* [1987] indiquent que la carbonatation d'un sol argileux traité à la chaux implique une baisse de sa résistance à la compression simple de 30 à 80%.

I.7. Conclusion

Les constituants des sols sont donc variés, ce qui conduit à l'existence de nombreux types de sols, sols qui vont présenter des comportements géotechniques très différents. Pour faire face à cette diversité, de nombreux systèmes de classification ont été élaborés pour identifier des groupes de sol ayant des comportements voisins en vue de leur utilisation dans un contexte particulier. Dans le domaine des terrassements, la classification du Guide Technique de Réalisation des remblais et des couches de forme [GTR, LCPC-SETRA, 1992] a été élaborée. Son but est de prévoir le comportement des sols à travers la mesure de différents paramètres d'identification et d'état, et ainsi de pouvoir mieux appréhender leur comportement a priori lors de la réalisation d'un chantier. Cette classification va être décrite dans le prochain paragraphe.

Les sols procèdent des comportements différents suivant leur nature et leur état hydrique. Pour mieux appréhender le comportement des sols en terrassement, ils ont été classés à partir de l'identification de différents paramètres qui reprend de manière simplifiée les caractéristiques des sols et illustre leur complexité et diversité. Le GTR donne des recommandations pour pouvoir utiliser tel ou tel sol en remblais ou en couche de forme. Mais certaines conditions sont exclues en état par le GTR pour les travaux de terrassement. Par exemple, un sol de type A₂ humide est difficile à mettre en œuvre en raison de ces caractéristiques mécaniques faibles. C'est la raison pour laquelle une des solutions préconisées par le GTR est de traiter ces sols à la chaux et / ou au liant hydraulique. Dans la partie suivante, le traitement à la chaux et au liant hydraulique va être plus précisément décrit.

II. Evolution des propriétés géotechniques

II.1. Le compactage

Le compactage des sols est une technique utilisée en génie civil visant à améliorer la qualité des sols pour la construction. Il ne faut pas la confondre avec la compaction des sols qui elle, est d'origine naturelle. Les objectifs du compactage des sols sont multiples.

Ils visent principalement à :

- Réduire la déformation (augmenter le module de Young)
- Diminuer la perméabilité des sols
- Diminuer les variations de volume indésirables

Le compactage réalise un rapprochement et une réorganisation des grains entre eux, sous une énergie appliquée au sol, pour avoir une réduction de l'indice des vides de même qu'une augmentation de la compacité (γ_d). Cette opération se retrouve souvent dans les terrassements, la construction des corps de chaussées routières et des noyaux de barrage en terre. Lorsqu'on compacte un sol ou un matériau, on réalise une amélioration dans ses caractéristiques mécaniques (la cohésion C et l'angle de frottement ϕ) ainsi que l'augmentation du module de déformation et par conséquent l'amélioration de la portance du terrain, la diminution des tassements et de la perméabilité sous l'effet de la réduction de la porosité du sol compacté.

Il existe différente manière de réaliser un compactage selon l'énergie que l'on souhaite obtenir et les moyens disponibles. On peut notamment citer :

- La plaque vibrante
- La pilonneuse
- Rouleau lisse

Pour le compactage dynamique, on a réalisé les compactages avec les configurations :

- ✓ Compactage en une seule couche à l'énergie Proctor normal dans le moule Proctor.
- ✓ Compactage en deux couches à l'énergie Proctor normal dans le moule Proctor.
- ✓ Compactage en trois couches à l'énergie Proctor normal dans le moule Proctor.
- ✓ Compactage en cinq couches à l'énergie Proctor modifiée dans le moule CBR.

On appelle « Courbe Proctor » la courbe reliant la densité sèche d'un matériau à sa teneur en eau pour une énergie de compactage donnée. La courbe obtenue pour une énergie égale à $5N.cm/cm^3$ est appelée « Courbe Proctor Normal » et constitue la courbe de référence pour représenter le comportement au compactage des matériaux de remblai. La Figure II.10 donne deux courbes Proctor correspondant à deux énergies différentes :

- la courbe «Proctor Normal» correspondant à l'énergie de 5N.cm/cm^3 ;
- la courbe «Proctor Modifié» correspondant à l'énergie de 25N.cm/cm^3 qui constitue la référence pour évaluer le compactage des matériaux des chaussées.

On constate sur cette Figure que les deux courbes présentent la même allure : une augmentation de la densité en fonction de la teneur en eau jusqu'à une certaine valeur maximale suivie par une chute. Le pic de ces courbes correspond à la densité maximale de compactage obtenue pour ce matériau et l'énergie de compactage considérée. La teneur en eau correspondant à cette densité maximale est appelée teneur en eau optimale. Sur cette même Figure sont représentées les courbes de saturation du matériau à 80 et 100%.

La courbe à 100% de saturation constitue l'enveloppe de toutes les courbes $\gamma_d=f(w)$ quelle que soit l'énergie de compactage utilisée. La courbe à 80% de saturation, approximativement, est le lieu des optima de teneur en eau pour l'ensemble des matériaux compactés à l'énergie Proctor Normal.

En particulier, on constate que, si on compacte le sol à l'énergie Proctor Normal, la valeur de la densité sèche correspondant à 95% de la densité sèche maximum Proctor Normal (qui est une valeur minimale acceptée pour un matériau de remblai) peut être atteinte ou dépassée pour toute teneur en eau située entre deux valeurs : l'une du côté sec et l'autre du côté humide. Si la teneur en eau du matériau est située à l'extérieur de cette plage, il peut être possible d'atteindre cette densité de 95% de la densité sèche maximum Proctor Normal à condition d'augmenter l'énergie de compactage. On constate cependant que, si l'on peut effectivement compenser largement un manque d'eau par un sur compactage, en revanche un excès d'humidité ne peut plus être traité par cette technique dès que la teneur en eau atteint la teneur en eau de saturation correspondant à la densité sèche de 95% de la densité sèche maximale du Proctor Normal (Figure. II.1).

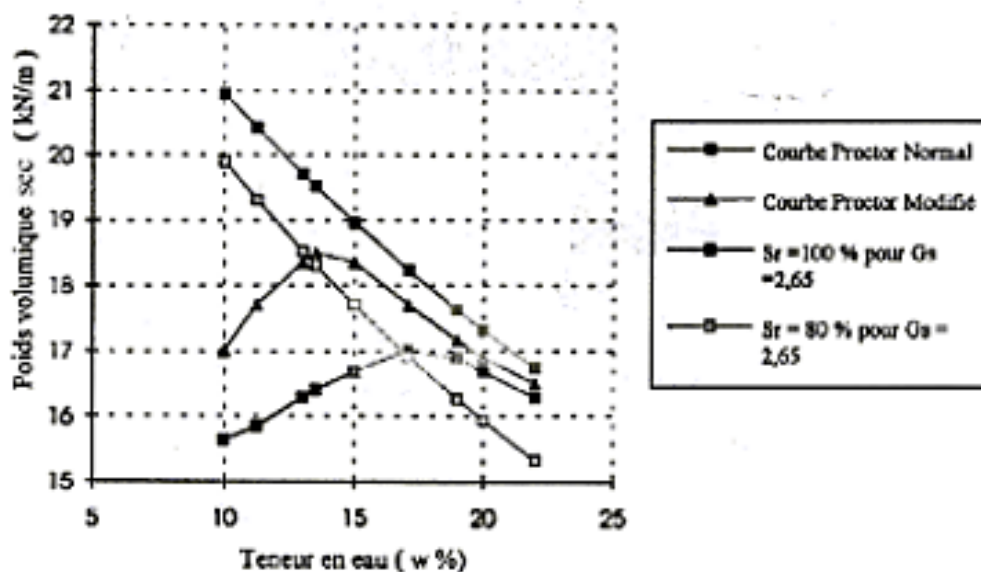


Figure II.1. Courbes Proctor normal et modifié.

A partir des «courbes Proctor» à différentes énergies de compactage, il est possible de dire si la teneur en eau naturelle d'un sol permettra de le compacter pour atteindre les 95% de la densité maximum Proctor recherchés, mais elles ne suffisent pas pour affirmer que la résistance au cisaillement acquise immédiatement après la mise en œuvre du matériau ne risque pas de diminuer si le sol vient à se retrouver saturé (cas d'une inondation en pied de remblai, par exemple).

II.2. Les facteurs influençant le compactage

En 1929 Proctor a étudié le compactage de telle manière qu'il a bien défini l'effet de la teneur en eau et de l'énergie de compactage sur le serrage des particules du sol. La masse volumique du sol compacté varie considérablement avec :

- La teneur en eau.
- L'énergie de compactage.
- La nature du sol.

II.2.1. L'influence de la teneur en eau

Le compactage se fait par arrosage du sol avec de l'eau. La courbe Proctor (Figure. II.2) montre bien que la masse volumique sèche augmente avec la teneur en eau jusqu'à un point optimal qui s'appelle aussi l'optimum Proctor (défini par une densité sèche maximum γ_{dmax} et une teneur en eau optimale (w_{optm})).

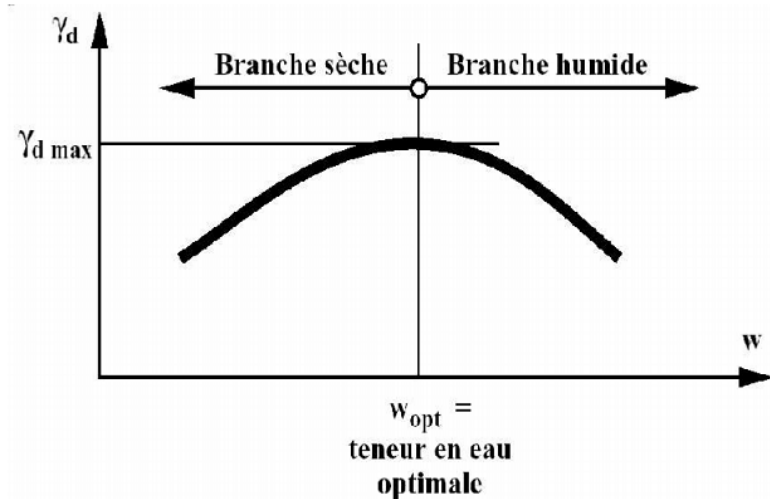


Figure II.2. La forme générale de la courbe Proctor

Les teneurs en eau inférieures à la teneur en eau optimale forment la branche sèche du compactage. Lorsqu'un sol est compacté, on constate que plus on rajoute de l'eau plus le compactage devient facile. L'eau permet de diminuer le frottement qu'oppose le sol au compactage. Au-delà de l'optimum, l'eau est en excès. Elle occupe une grande partie des vides de sol. Lorsqu'on applique une charge de compactage sur le matériau l'eau étant un corps incompressible, elle va reprendre une portion importante de l'énergie de compactage. Cette portion dépend de la quantité d'eau. L'énergie transmise au sol par le compactage, ne se transfère pas aux grains. Dans ces conditions le sol devient petit à petit moins dense dans ces conditions de grandes humidités.

II.2.2. Influence de l'énergie de compactage

Sur le chantier, l'énergie mécanique peut être transmise au sol de différentes manières. La quantité d'énergie transmise au sol dépend premièrement du type de compacteur utilisé et du nombre de passes du compacteur ; plus le nombre de passes est grand plus l'énergie transmise est importante. Pour le même sol, si on augmente l'énergie et on conserve la même teneur en eau la densité augmente (Figure. II.3), l'allure de la courbe de compactage est globalement la même, elle se déplace vers le haut et elle est limitée sur la droite par la courbe de saturation totale ($s_r=100\%$).

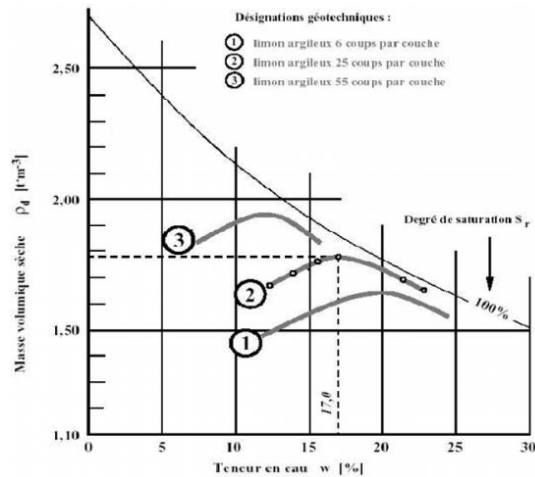


Figure II.3. Influence de l'énergie sur la courbe de compactage.

II.2.3. Influence de la nature de sol

Les sols qui ont une courbe de compactage avec un maximum très marqué, sont très influencés par la teneur en eau. Contrairement, les sols qui ont une courbe plate, sont moins influencés par la variation de la teneur en eau et ils forment des bons matériaux pour remblai (Figure. II.4). Selon cette Figure on constate que le compactage des sables est moins influencé par l'eau par contre l'eau influe considérablement sur le compactage des sols argileux.

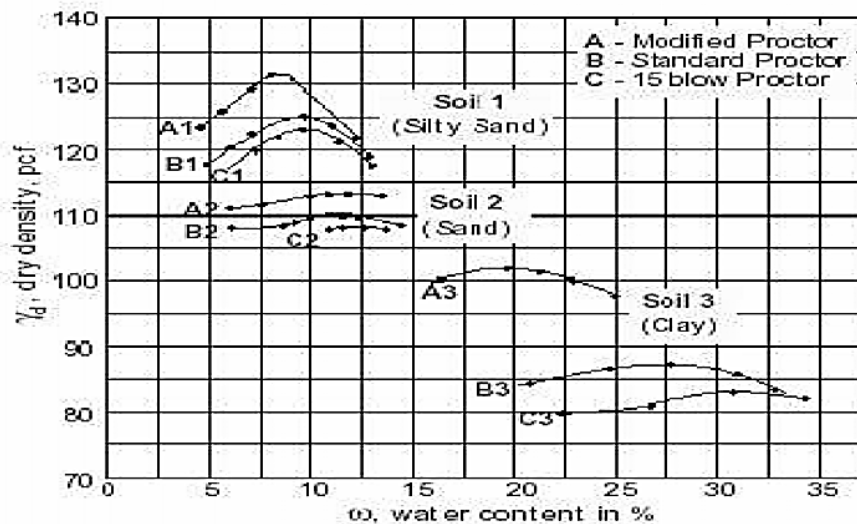


Figure II.4. Influence de la nature du sol sur le compactage.

II.3. Effets des ajouts minéraux sur le compactage

II.3.1 Effet de la chaux

Les caractéristiques de compactage dépendent de deux paramètres, la distribution de la granulométrie des grains et le poids spécifique du sol et des ajouts minéraux stabilisateurs. Ces stabilisateurs réagissent initialement avec le sol pour former des grands agrégats par conséquent ils occupent un grand espace. Cependant, les fines du sol tendent à diminuer la densité sèche, les stabilisateurs (qui tendent à augmenter la densité sèche) compensent les espaces plus grands.

D'après Bell (1996) l'addition de la chaux aux sols argileux augmente leur teneur en eau optimale et réduit leur densité sèche maximale ce qui est conforme avec les résultats de plusieurs chercheurs [George et al., 1992; Ola, 1977; Gay et Schad, 2000; Kavak et Akyarh, 2007; Hossain et al., 2007; Manasseh et Olufmi, 2008]. Cela est dû à la formation immédiate des produits de cimentation [Yong et Ouhadi, 2007]. Une densité de compactage plus élevée a été obtenue par l'argile de kaolinite, que pour les argiles expansibles telles que la montmorillonite, dans les trois sols étudiés le quartz a développé la densité la plus élevée. Le CBR aussi a été amélioré pour les trois types du sol, avec l'addition de la chaux il augmente immédiatement et continue d'augmenter avec le temps [Bell, 1996] (Tableau II.1).

Tableau II.1. Effet de la chaux sur le compactage et CBR [Bell, 1996].

| Matériaux | Teneur en chaux optimale (%) | Teneur en eau optimale (%) | La densité sèche maximale (Mg/m ³) | CBR (%) |
|-----------------|------------------------------|----------------------------|--|---------|
| Kaolinite | 0 | 29 | 1.4 | 1 |
| | 6 | 31 | 1.33 | 14 |
| Montmorillonite | 0 | 20 | 1.29 | 9 |
| | 4 | 25 | 1.15 | 18 |
| Quartz | 0 | 28 | 1.41 | 1 |
| | 6 | 32 | 1.40 | 22 |

La réduction de la densité sèche maximale est due premièrement, à la formation des particules d'agrégat de sorte qu'elle va occuper un large espace et par conséquent la gradation des sols [Attoh-Okine, 1995]. Deuxièmement, la densité spécifique de la chaux est plus faible que la densité spécifique du sol latérique, ce qui a été confirmé par Ola (1977). Troisièmement,

l'augmentation de la teneur en eau optimale avec l'augmentation de la chaux est due à l'eau supplémentaire exigée pour les réactions pouzzolaniques [Manassah et Olufmi, 2008]. Sivapullaiah et Lakshmikantha (2005) ont trouvé dans leurs investigations sur les caractéristiques du compactage que, la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale de l'illite n'ont pas changées avec l'addition de 20% de bentonite. Par contre, l'addition de la chaux au mélange illite-bentonite modifie la structure de l'argile, forme la floculation et l'agglomération. L'addition de 1% de la chaux augmente la teneur en eau optimale et diminue la densité sèche maximale. La teneur en eau optimale augmente avec le temps.

L'addition de la chaux avec les sols argileux augmente leur teneur en eau optimale et réduit leur densité sèche maximale [Bell(1996)]. Une densité de compactage plus élevée a été obtenue par l'argile de kaolinite, que par les argiles expansibles telles que la montmorillonite. Dans les trois sols étudiés le quartz a développé la densité la plus élevés. Le CBR, aussi, a été amélioré pour les trois types du sol avec l'addition de la chaux, il augmente immédiatement après l'addition et continue d'augmenter avec le temps [Bell (1996)].

D'après [Ormsby et Kinter : 1973, Mossa et al : 1989], la réaction immédiate du sol argileux avec la chaux provoque des modifications du comportement rhéologique des sols traités à la chaux qui est dû au phénomène de floculation entraînant un changement de la granulométrie par la formation d'agrégats et induisant une amélioration des propriétés d'usage des sols traités.

Même si l'optimum de compactage est décalé vers des teneurs en eau plus importantes et si la densité de compactage est plus faible (figure II.5), les propriétés mécaniques s'améliorent avec le traitement à la chaux [Ormsby et Kinter : 1973, Ola : 1977, Moussa et al : 1989, Attoh–Okine: 1995, Bel : 1996, Khttab : 2002, Osinubi et al : 2006, Guney et al : 2007].

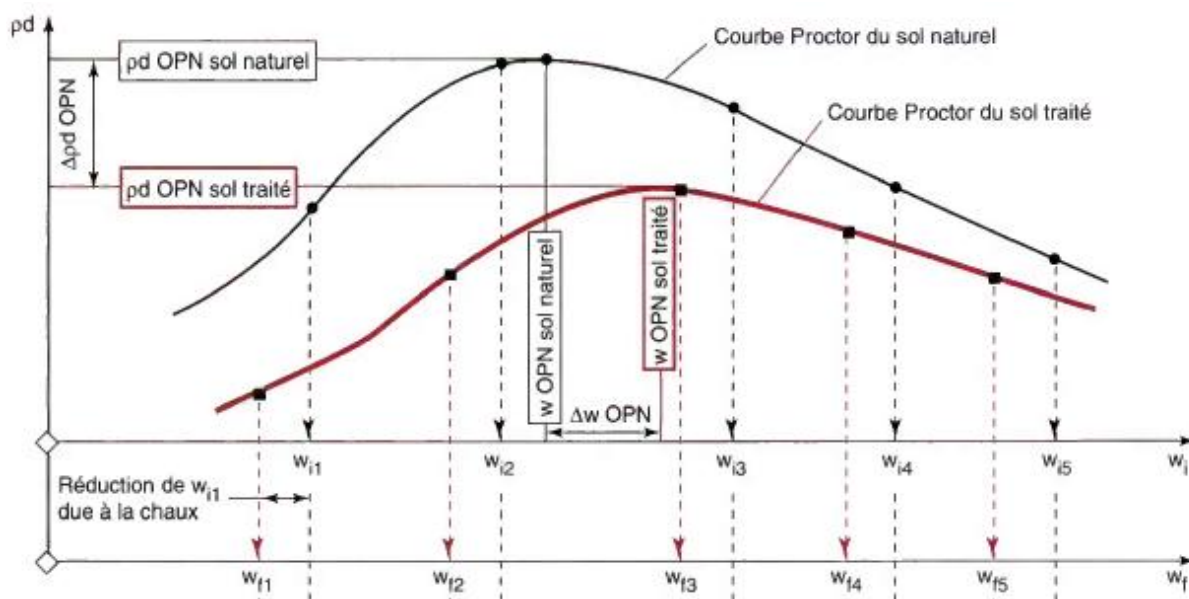


Figure II.5. Evolution des caractéristiques de l'optimum Proctor d'un sol traité. GTS (2000).

D'autres chercheurs ont prouvés que la réduction de la densité sèche maximale est due à la formation des particules d'agrégat de sorte qu'elle va occuper un large espace et par conséquent la gradation des sols [Attoh-Okine (1995)]. La densité spécifique de la chaux est plus faible que la densité spécifique du sol latérique, ce qui a été confirmé par [Ola(1977)]. L'augmentation de la teneur en eau optimal avec l'augmentation de la chaux est due à l'eau supplémentaire exigée pour les réactions pozzolanique [Manassahet Olufemi(2008)]. Les investigations sur les caractéristiques du compactage montrent que la teneur en eau optimal et la densité sèche maximale de l'illite n'a pas été changée avec l'addition de 20% de bentonite. Par contre, l'addition de la chaux au mélange illite-bentonite modifie la structure de l'argile, forme la floculation et permet la formation des vides de l'eau. L'addition de 1% de la chaux augmente la teneur en eau optimal et diminue la densité sèche maximale. La teneur en eau optimale augmente avec le temps [Siva Pullaiah et Lakshmikantha(2005)]. Un accroissement du pourcentage de la chaux de 1 à 4% conduit à une diminution de la masse volumique sèche à l'optimum Proctor normal(OPN) ou modifier (OPM) respectivement de 1.75 à 1.685 et de 1.94 à 1.818 (g/cm³). La variation de la masse volumique sèche maximale et la teneur en eau optimale sont représentées par les figures II.6 et II.7 [Mellal, 2010].

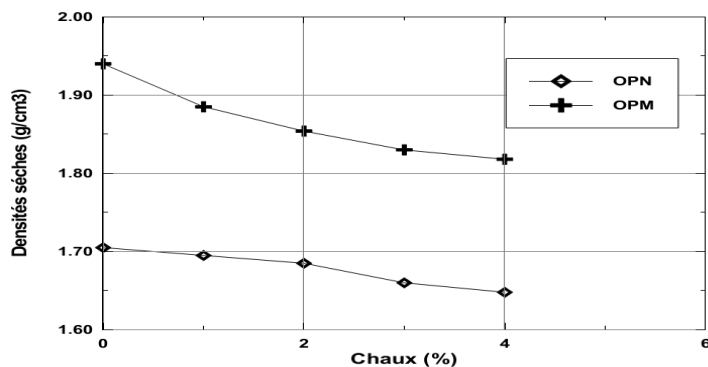


Figure II.6. Variation de la densité sèche à l'OPN et l'OPM en fonction du pourcentage en chaux [Mellal, 2010].

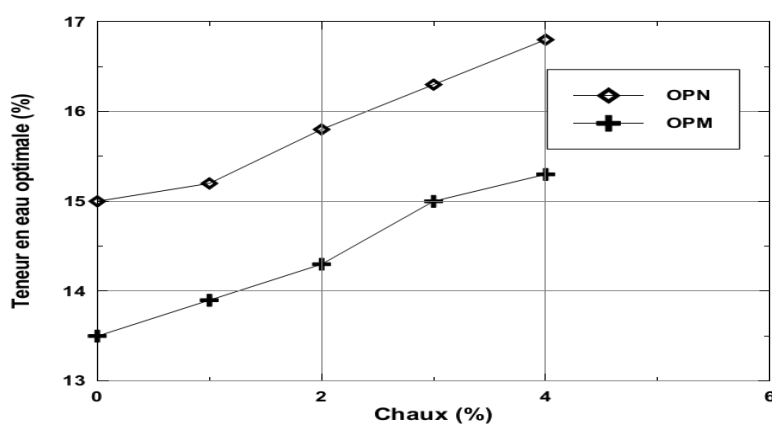


Figure II.7. Variation de la teneur en eau à l'OPN et l'OPM en fonction du pourcentage en chaux [Mellal, 2010].

Par ailleurs, la teneur en eau à l'OPN et à l'OPM augmente avec le pourcentage en chaux additionnée, elle atteint sa valeur maximale à un OPM de 15.3% pour un pourcentage de chaux de 4% [Mellal, 2010]. Le traitement à la chaux réduit donc la valeur maximale de la masse volumique apparente sèche et augmente la valeur de la teneur en eau optimale. L'augmentation de la teneur en eau optimale est due à la réaction d'hydratation de la chaux, puis la raison la diminution de la densité sèche maximum est le faible poids volumique de la chaux [Necmi, Y., Ekrem, K. & Suat, A., 2007].

II.3.2. Effet du ciment

Gay et Schad (2000) ont prouvés que l'addition du ciment à un sol argileux de haute plasticité augmente la teneur en eau optimale et réduit la densité sèche maximale.

La réduction de la densité sèche maximale est due à la floculation et l'agglomération des particules d'argile tandis que l'augmentation de la teneur en eau optimale est due à

l'affinité du sol à l'eau nécessaire pour l'hydratation et pour la réaction pouzzolanique. Cependant, les résultats d'Okagbue et al. (2007) représentés sur la fig II.8 montrent que l'addition de 0%, 2%, 6% et 10% de ciment au sol cause une augmentation de la densité sèche maximale, avec une légère réduction de la teneur en eau optimale. L'augmentation de la densité sèche peut être attribuée par la nature du sol étudié «sol graveleux bien gradué», la présence des composants du gravier et l'indice de vide élevé permet un compactage plus efficace. L'addition du ciment améliore et modifie les caractéristiques du sol, menant encore à un compactage performant avec une augmentation de la densité sèche. L'agglomération du ciment autour des grains de sol, causes une augmentation de la taille des particules fines, peut aussi avoir une légère réduction de la teneur en eau optimale (voir la fig II.9).

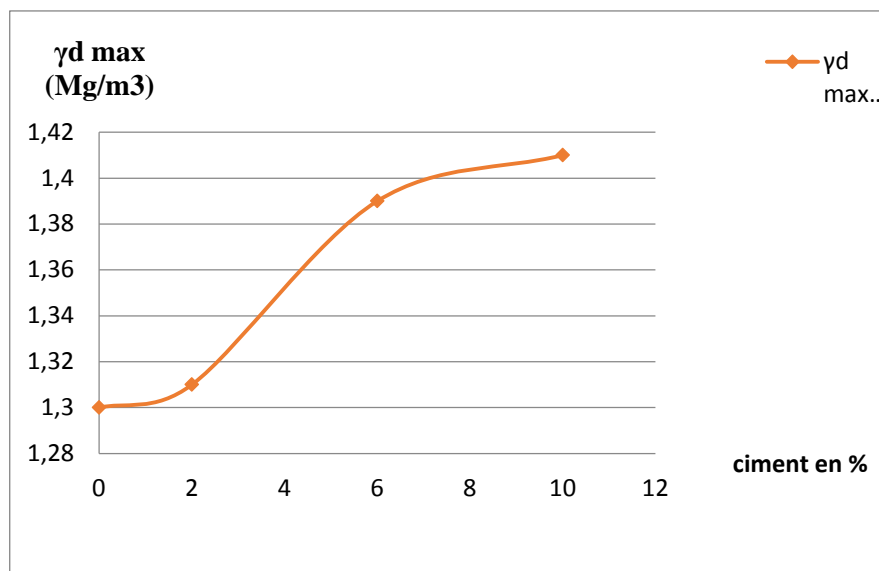


Figure II.8. L'influence de ciment sur la densité sèche [Okagbue et Ochulor, (2007)].

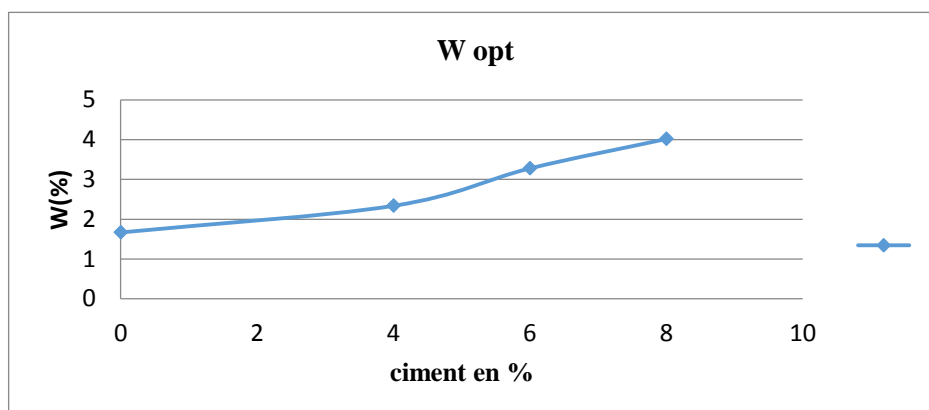


Figure II.9. L'influence de ciment sur la teneur en eau optimale [Okagbue et Ochulor, (2007)].

C'est parce que l'addition du ciment affecte la distribution des particules du sol en augmentant la taille des particules fines et de ce fait une réduction de l'attraction d'eau (Tableau II.2).

Les résultats de [Osula \(1996\)](#) suggère que la réaction pouzzolanique du mélange "sol-ciment" semble débuté à environ une heure après le malaxage, mais ne contribue pas dans la modification. En outre, la chaux fortement réactive produite dans l'hydratation du ciment devient plus efficace avec le temps qu'avec le contenu de ciment.

Tableau II.2. Effet de l'ajout du ciment sur le compactage [[Okagbue et al., 2007](#)]

| Ciment (%) | Standard Britannique | | Standard.O.A | | AASHTO Modifié | |
|------------|-------------------------------------|---------|-------------------------------------|---------|-------------------------------------|---------|
| | γ_d max (Mg/m ³) | Wop (%) | γ_d max (Mg/m ³) | Wop (%) | γ_d max (Mg/m ³) | Wop (%) |
| 0 | 1.30 | 19.8 | 1.33 | 16.3 | 1.46 | 15.0 |
| 2 | 1.31 | 16.7 | 1.33 | 15.8 | 1.44 | 15.2 |
| 6 | 1.39 | 19.0 | 1.41 | 16.5 | 1.46 | 15.0 |
| 10 | 1.41 | 16.7 | 1.44 | 16.2 | 1.48 | 12.6 |

II.3.3. Effet des ajouts cimentaires (cendre volante)

[Prabakar et al. \(2004\)](#) ont constatés que l'addition des cendres volantes change la porosité et l'indice de vide des sols argileux, elles varient avec l'augmentation du dosage des cendres volantes. Pour tous les échantillons étudiés, la diminution de la densité sèche avec l'augmentation des cendres volantes due à la faible densité spécifique des cendres volantes, la réduction est de l'ordre de 15 à 20% et la teneur en eau optimal augmente avec l'addition de cendre volante (Tableau II.3).

Tableau II.3. Effet des cendres volantes sur le compactage [Prabakar et al., (2004)]

| N° Sol | Cendres volantes (%) | Sol A | | Sol B | | Sol C | |
|--------|----------------------|----------------|-------|----------------|-------|----------------|--------|
| | | γ_d max | Wop | γ_d max | Wop | γ_d max | Wop |
| 1 | 0 | 1.71 | 14.57 | 1.57 | 24.81 | 1.43 | 30.09 |
| 2 | 9.0 | 1.58 | 15.80 | 1.52 | 24.80 | 1.38 | 29.50 |
| 3 | 20.0 | 1.57 | 17.98 | 1.41 | 25.20 | 1.35 | 29.50 |
| 4 | 28.5 | 1.44 | 20.40 | 1.39 | 25.76 | 1.31 | 30.05 |
| 5 | 35.5 | 1.39 | 22.30 | 1.34 | 28.30 | 1.24 | 31.90 |
| 6 | 41.2 | 1.36 | 25.20 | 1.30 | 29.80 | 1.25 | 33.30 |
| 7 | 46.0 | 1.34 | 27.20 | 1.29 | 30.20 | 1.21 | 234.26 |
| 8 | 100.0 | 0.94 | 44.24 | - | - | - | - |

Miller et Azad (2000) ont trouvé que la teneur en eau optimale augmente et la densité sèche diminue avec l'augmentation du CKD pour 03 types de sols testés. Des résultats identiques ont été obtenus par Sreekrishnavilasam et al. (2007). L'augmentation de la teneur en eau est due à l'attraction du CKD à l'eau, et la diminution de la densité sèche est due à l'agrégation des particules.

Okagbue et al. (2000) ont trouvé que l'addition des cendres du calcaire diminue la densité sèche et augmente la teneur en eau. Ceci est dû à la floculation et l'agrégation des particules d'argile en raison de la réaction d'échange cationique. La diminution de la densité avec l'augmentation du dosage des cendres du calcaire est due au remplacement des particules du sol par les particules des cendres du calcaire qui ont un faible poids spécifique.

II.3.4. Effet de la combinaison des ajouts minéraux

Hossain et al. (2007) ont effectués 38 combinaisons des cendres volcaniques (0%-20%) plus le ciment et la chaux (0%-4%) sur deux sols argileux de classification (A-7-6, A-6) comme le montre dans le tableau suivant (II.4.).

L'addition des cendres volcaniques et de la chaux au sol augmente la teneur en eau optimale. La réaction pouzzolanique des cendres volcanique et de la chaux avec les constituants du sol tend à augmenter la teneur en eau optimale. L'augmentation de la teneur en eau optimale avec

l'addition des cendres volcaniques et du ciment est attribuée par l'eau nécessaire à l'hydratation du ciment. La densité sèche maximale diminue avec l'augmentation des cendres volcaniques et avec le contenu du ciment/chaux.

[Attom \(2007\)](#) a étudié l'addition de filler de fer seule (2.5, 5, 7.5 et 10%) et les fillers de fer plus le ciment sur un sol argileux, l'effet de ces combinaisons sur le compactage montrent que l'augmentation des pourcentages de filler de fer et filler de fer plus ciment au-delà de 10% augmente la densité sèche maximale des sols. Il est à noter que l'augmentation de densité sèche maximale des sols due à l'addition de filler de fer seule sont plus grand que l'addition avec le mélange "filler de fer + ciment".

[Kolias et al. \(2005\)](#) ont étudié l'efficacité des cendres volantes de type C (5, 10 et 20%) plus du ciment (2-4%) sur un sol argileux. Ils ont trouvé que la densité sèche maximale diminue et la teneur en eau optimale augmente avec l'augmentation des cendres volantes. Il est à noter que la teneur en eau optimale plus élevée peut être difficile et coûteux à réaliser pendant des saisons sèches, alors que durant une saison d'hiver facilite le compactage. Ces résultats de compactage sont en concordance avec les résultats de [Basha et al. \(2002\)](#).

[Bell \(1994\)](#) a démontré que la densité sèche maximale diminue et la teneur en eau optimale augmente avec la combinaison du ciment avec des cendres volantes pour trois types du sol (kaolinite, montmorillonite et le quartz). Les mêmes résultats ont été obtenus avec le mélange "chaux- cendres volantes".

Tableau II.4. Effet de la combinaison des cendres volantes, du ciment [Hossain et al. (2007)].

| Combinaison | Wop (%) | | γ_d max (Kg/m ³) | |
|-------------|---------|------|-------------------------------------|------|
| | S1 | S2 | S1 | S2 |
| 0VA | 21.5 | 22.1 | 1630 | 1654 |
| 2VA | 26.0 | 26.8 | 1525 | 1548 |
| 4VA | 28.0 | 28.8 | 1440 | 1462 |
| 5VA | 30.0 | 30.9 | 1380 | 1401 |
| 10VA | 32.0 | 33.0 | 1340 | 1360 |
| 15VA | 21.5 | 22.1 | 1630 | 1654 |
| 20VA | 22.2 | 22.9 | 1620 | 1644 |
| 2C | 22.5 | 23.2 | 1605 | 1629 |
| 4C | 21.5 | 22.1 | 1630 | 1654 |
| 2NL | 22.7 | 23.4 | 1610 | 1634 |
| 4NL | 23.1 | 23.8 | 1590 | 1614 |
| 5VA2C | 27.1 | 27.9 | 1510 | 1533 |
| 5VA4C | 28.1 | 28.9 | 1500 | 1523 |
| 10VA2C | 29.2 | 30.1 | 1420 | 1441 |
| 10VA4C | 29.8 | 30.7 | 1410 | 1431 |
| 5VA2NL | 29.0 | 29.9 | 1465 | 1487 |
| 5VA4NL | 30.1 | 31.0 | 1455 | 1477 |
| 10VA2NL | 31.2 | 32.2 | 1377 | 1398 |
| 10VA4NL | 31.9 | 32.8 | 1368 | 1388 |

II.4. Effets des ajouts minéraux sur la plasticité

Les caractéristiques médiocres d'un sol ont un impact majeur sur les ouvrages de génie civil et leur durée de vie. Ces sols peuvent être améliorés avec des additives chimiques et/ou cimentaires. On peut ajouter ces additives aux divers types de sols pour améliorer les caractéristiques géotechniques, facilité de la mise en œuvre et de compactage, la portance et la résistance au poinçonnement. L'efficacité de ces additives dépend de la nature du sol traité et la quantité d'additive ajoutée. Les additions couramment utilisées sont le ciment, la chaux et les sous-produits (ajouts minéraux) sont considérés comme une pouzzolane artificielle. Dans ce chapitre, on présente une synthèse des travaux de recherche effectués par plusieurs chercheurs sur les effets induits par les ajouts minéraux aux sols argileux.

II.4.1. Effet de la chaux

En général, les caractéristiques de plasticités du sol sont contrôlées principalement par la quantité et le type de minerai d'argile présent. La pertinence des minerais d'argile surgit en raison de leur petite particule, la texture et les effets des forces d'interaction extérieures.

La chaux est généralement utilisée pour les sols où la plasticité est élevée. Tous les auteurs s'accordent que l'addition de la chaux entraîne une amélioration de la consistance en réduisant l'indice de plasticité qui se traduit par une augmentation de la limite de plasticité s'accompagnant à une diminution de la limite de liquidité, cela est prouvé même à long terme. Ainsi, la surface spécifique est réduite immédiatement après l'incorporation de la chaux à l'issue de la floculation des argiles. Ces résultats ont été confirmés par de nombreux chercheurs. [Cité par Mellal, 2010]. Les travaux effectués par George et al. (1992) ont permis d'observer que lorsqu'un sol est traité avec la chaux il y a une diminution notable de l'indice de plasticité. De plus, la limite de liquidité présente une augmentation peu marquée que celle de la limite de plasticité (Tableau II.5).

Tableau II.5. Influence de la chaux sur les limites d'Atterberg [George et al., 1992].

| Type de sol | Chaux (%) | WL (%) | Wp (%) | Ip (%) |
|-------------|-----------|--------|--------|--------|
| Sol A | 0 | 55.0 | 30.0 | 25.0 |
| | 6 | 56.1 | 39.3 | 16.8 |
| Sol B | 0 | 26.5 | 19.4 | 7.1 |
| | 9 | 28.0 | 24.5 | 3.5 |

Les travaux effectués par Ola (1977) montrent que l'indice de plasticité après addition de 10 % de chaux au sol instable a montré une diminution de 17.8 % à 1.3 % (Tableau II.6).

Tableau II.6. Effet de la chaux sur les limites d'Atterberg [Ola, 1977].

| Chaux (%) | WL (%) | Wp (%) | Ip (%) |
|-----------|--------|--------|--------|
| 0 | 36.0 | 18.2 | 17.8 |
| 2 | 36.5 | 22.8 | 13.7 |
| 4 | 37.2 | 28.0 | 9.2 |
| 6 | 38.0 | 31.8 | 6.2 |
| 8 | 38.5 | 36.5 | 2.0 |
| 10 | 41.5 | 40.2 | 1.3 |

Dans la plupart des cas, l'effet de la chaux sur la plasticité du sol est plus ou moins instantané. Les ions calcium de la chaux provoquent une diminution de la plasticité et les sols sont de plus en plus friables et plus faciles à manipuler.

D'autres chercheurs [Osula, 1991; Kavak et Akyarli, 2007] ont observés que la limite de liquidité diminue avec l'augmentation de la teneur de la chaux alors que la limite de plasticité augmente entraînant ainsi une diminution considérable de l'indice de plasticité (Figure.II.10).

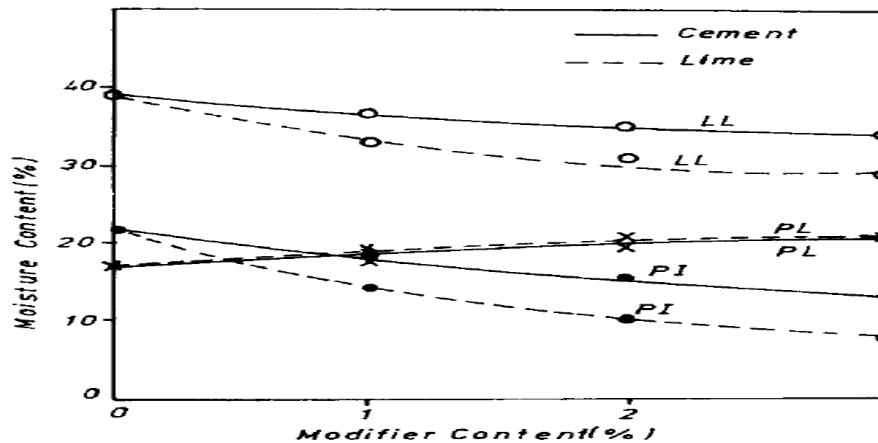


Figure II.10. Variation des limites d'Atterberg [Osula, 1991.]

II.4.2. Effet du ciment

Le ciment portland est un autre produit envisageable pour la stabilisation de certaines catégories des sols considérés comme instables. Le ciment est généralement utilisé pour les sols de faible plasticité, et d'une teneur en eau élevée. Alors qu'il existe plusieurs similarités entre la chaux et le ciment portland comme stabilisants. Certaines distinctions doivent être identifiées en passant en revue des travaux de recherche effectués à travers le monde sur l'influence du ciment sur la plasticité des sols. Plusieurs chercheurs [Osula 1996, Al Rawas et al. 2005, Basha et al. 2005, Kalkan 2006, Eren and Filiz 2009, Sariosseiri and Muhunthan2009] ont postulés que l'addition du ciment au sol fait diminuer l'indice de plasticité d'une façon remarquable.

De plus, Osula (1996) a montré que l'addition du ciment a engendré une diminution de l'indice de plasticité (Figure.II.11). Cette diminution de l'indice de plasticité indique une amélioration de la maniabilité du sol instable. Pour cela une addition de 3% de ciment est suffisante pour augmenter la maniabilité du sol, en réduisant l'indice de plasticité de 21.7% à 12.7%. Le même comportement est observé par Basha et al. (2005) (Figure.II.12).

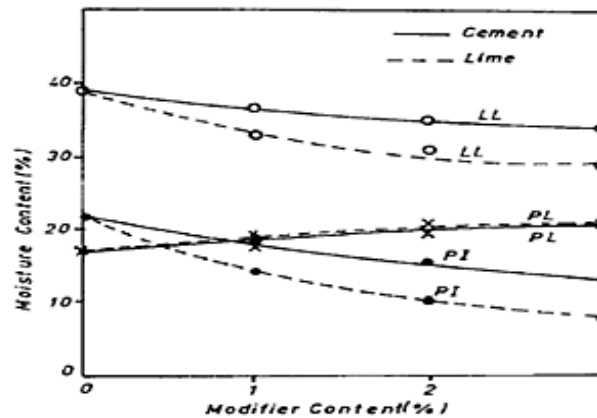


Figure II.11. Effet du ciment sur les limites d'Atterberg [Osula1996].

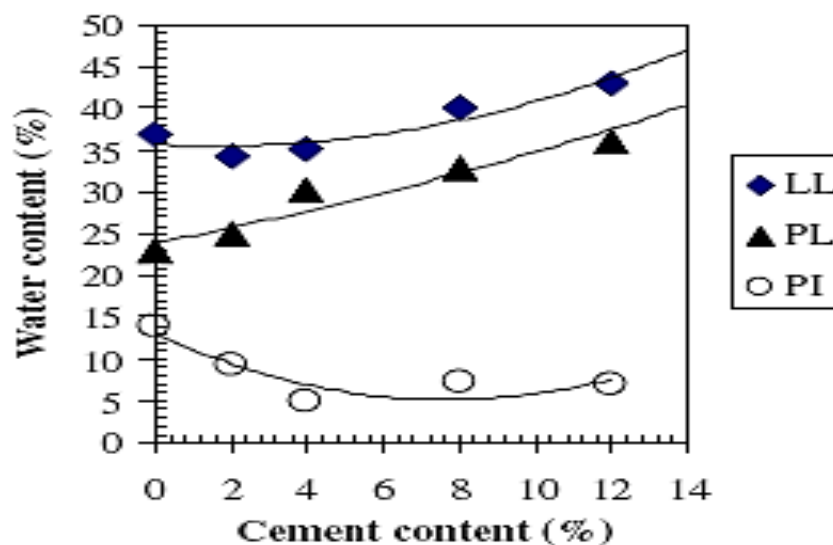


Figure II.12. Effet du ciment sur les limites d'Atterberg [Basha et al. (2005)].

Le processus de stabilisation initié par l'addition du ciment à l'argile engendre plusieurs étapes distinctes à savoir : l'échange cationique, la floculation par cimentation, l'hydratation par cimentation et les réactions pouzzolaniques. Le ciment portland possède des propriétés lui permettant d'initier une étape de plus que la chaux, soit celle de l'hydratation en produisant des agents de cimentation.

II.4.3. Effet des ajouts cimentaires

De très peu études ont été publiées qui se sont concentrées spécifiquement sur l'influence des ajouts cimentaires. Bien qu'il y ait peu de littérature existante, il y a une bonne concordance que les ajouts cimentaires améliorent la plasticité du sol.

Selon Nalbantoglu (2004), les cendres volantes modifient le comportement de la plasticité des sols instables. Il s'ensuit une forte réduction de l'indice de plasticité (Figure.II.13).

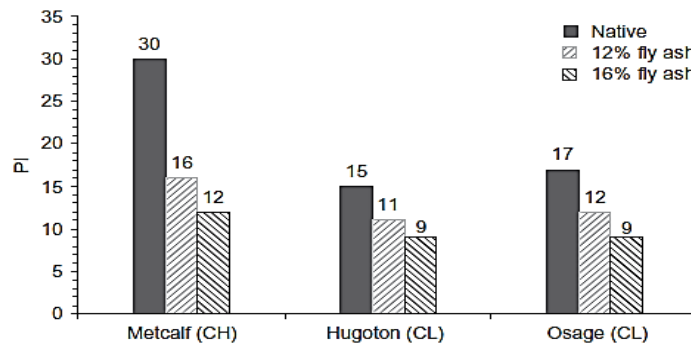


Figure II.13. Effet des cendres volantes sur la plasticité de trois sols instables [Parsons and Kneebone 2005].

Par ailleurs, la poussière de ciment ajoutée aux sols à traiter réduit l'indice de plasticité. La diminution de la limite de liquidité est due aux propriétés de cimentation de la poussière de ciment à cause des grandes teneurs en chaux libre (Figure.II.14). La chaux additionnée aux différents ajouts minéraux semble être des stabilisants satisfaisants quand on les mélange avec les mauvais sols qui nécessitent une stabilisation. Lin et al. (2007) observent que la plasticité diminue pour un sol traité à la cendre de vase calcinée combinée à la chaux mais pour une période de cure donnée (Figure. II.15).

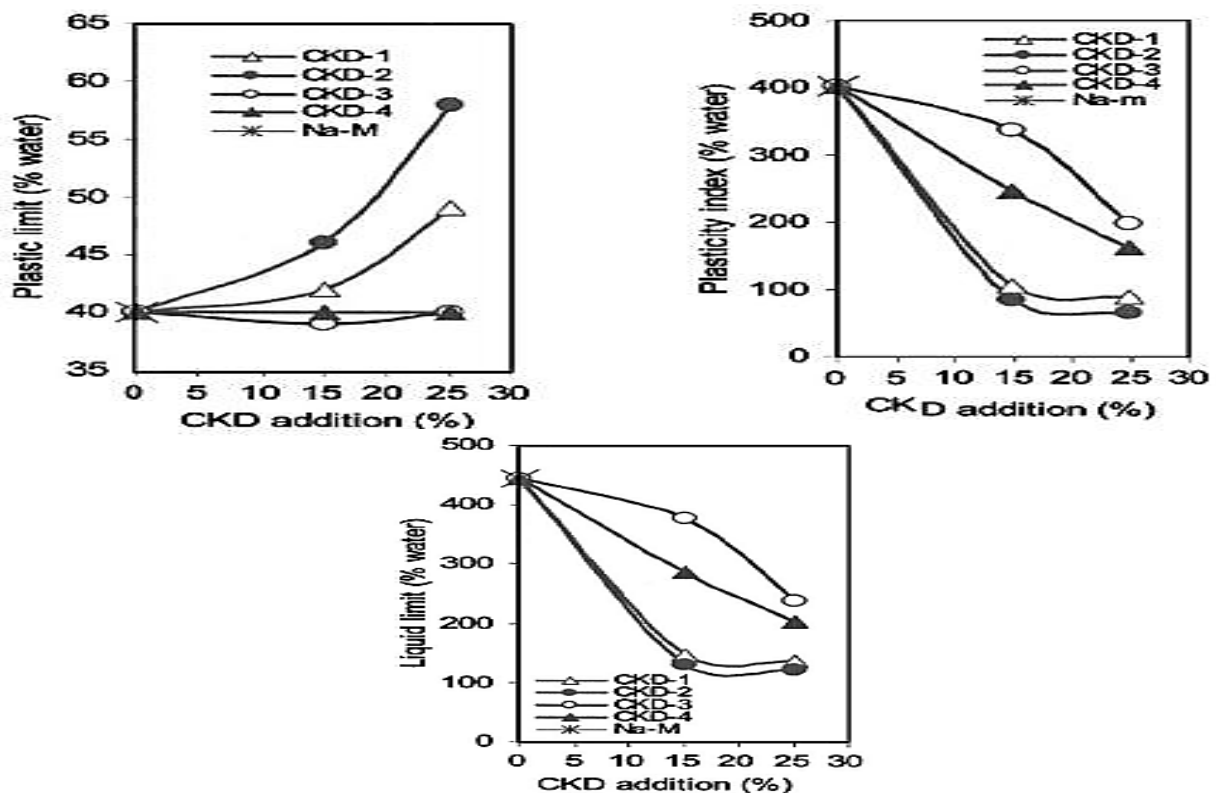


Figure II.14. Influence de la poussière de ciment sur les limites d'Atterberg de l'argile traitée [Peethamparan and Olek 2008].

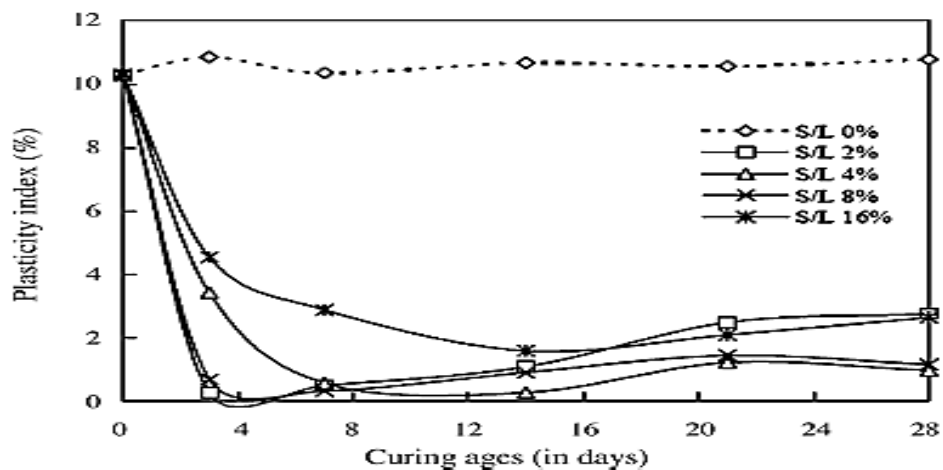


Figure II.15. Variation de l'indice de plasticité en fonction de la période de cure pour différentes teneurs du rapport vase calcinée/chaux [Lin et al., 2007].

II.4.4. Effet de la cendre de calcaire

Suite à des essais réalisés sur la stabilisation d'un sol latérique par le sous-produit cendre de calcaire; les résultats trouvés sont montrés dans la figure II.16.

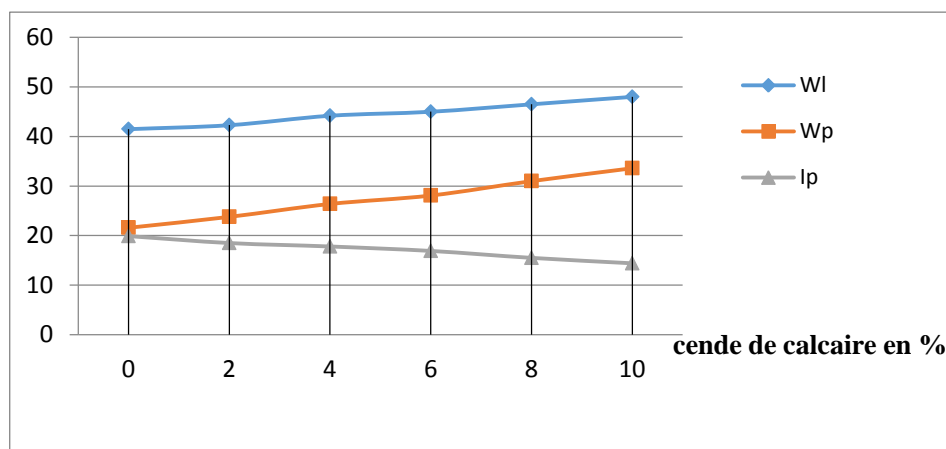


Figure II.16. Effet de la cendre du calcaire sur les limites d'Atterberg [Okagbue et Ocholor, 2007].

La limite de liquidité et de plasticité augmente avec l'augmentation du calcaire, cependant l'indice de plasticité diminue ce qui est acceptable de remplacer la chaux par la cendre de calcaire. Cela indique que les échanges cationiques, floculation d'argile, agglomération et réaction pouzzolanique ont été produites. Premièrement deux réactions prennent place rapidement et produisent immédiatement un changement de plasticité. Le gel de silicate de calcium qui a été produit par le biais des réactions chimiques des couches d'argile, les liants

se relie s'associe entre eux et remplissent les pores, de cette façon l'eau absorbé est diminué cela mènent à une amélioration d'ouvrabilité et le sol traité devient plus friable [Okagbue et Ochulor, 2007].

II.4.5. Effet de cendre du noyau d'olive

L'addition des cendres du noyau d'olive dans le sol cause de faibles changements dans la limite de liquidité et une augmentation dans la limite de plasticité, cependant, l'indice de plasticité du sol diminue avec l'augmentation du dosage de cendre de noyau d'olive. Le changement d'IP indique qu'il y a un changement dans le sol, et la réduction du I_p indique qu'il ya une réduction dans le volume du sol ce qui rend la cendre du noyau d'olive efficace pour la stabilisation comme il est indiqué sur la fig. II.17 [Albatogluet Tawfiq, (2006)].

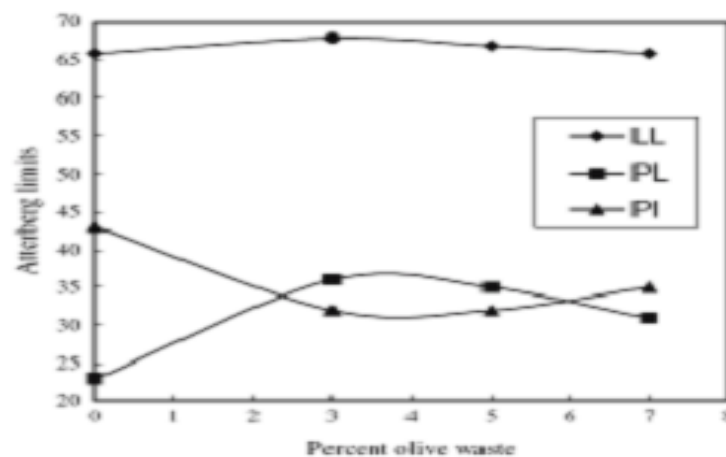


Figure II.17. Effet des cendres du noyau d'olive sur les limites d'atterberg [Albatogluet Tawfiq, (2006)].

II.4.6. Effet de la fumée de silice

L'étude de l'influence des différents pourcentages de la fumée de silice sur les limites d'Atterberg d'un limon selon les normes françaises NF P 94-051 et NF P 94-060-1 est réalisé par Benkatef,2014.

Après examen et exploitation des résultats indiqués illustrés sur la figure II.18, nous remarquons que la limite de liquidité W_L diminue lorsque le pourcentage de fumée de silice augmente. Ainsi, la limite de plasticité W_P diminue aussi avec l'augmentation du pourcentage de fumée de silice, par conséquent l'indice de plasticité diminue avec l'augmentation du pourcentage de la fumée de silice. La figure II.18 montre la variation de W_L , W_P et l'indice de plasticité en fonction des pourcentages de la fumée de silice.

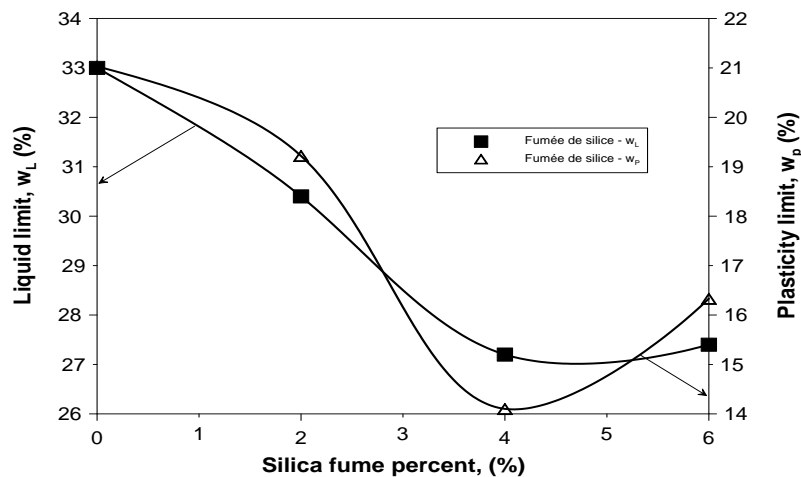


Figure II.18. Limite de liquidité et plasticité en fonction de pourcentage de fumée de silice [Benketaf, 2012].

II.4.7. Effet de la combinaison des ajouts minéraux

La principale raison d'utiliser les combinaisons de ciment ou de la chaux avec d'autres ajouts c'est leur économie pour stabiliser les sols, car les ajouts sont moins chers et plus disponibles.

Bagherpour et Choobasti (2003) ont combinés le ciment avec la fumée de silice et la chaux avec la fumée de silice. Ils ont trouvés que l'addition de la fumée de silice n'a pas d'influence sur l'indice de plasticité du mélange "chaux-fumée de silice" car l'adhésion entre la chaux et la fumée de silice était incomplète. Par contre la fumée de silice influe sur l'indice de plasticité du mélange "ciment-fumée de silice", elle diminue l'indice de plasticité par l'adhésion entre le ciment et la fumée de silice. L'indice de plasticité du sol était 7,5%, avec l'addition de 4% de chaux, il a diminué à 4,2%. Et pour 8% de ciment l'IP est réduit à 2%.

Degirmenci et al. (2007) ont montrés que le phosphogypse et le ciment en générale réduisent la plasticité des sols argileux. Ils ont trouvé que 2,5 à 5% du ciment ou de phosphogypse représentent les quantités optimales pour la réduction de l'indice de plasticité. La combinaison de 7,5% des cendres volantes avec 7,5% de phosphogypse réduit l'IP du sol de faible plasticité. Par contre, la combinaison des cendres volantes avec du phosphogypse n'a aucun effet remarquable sur les sols de plasticité élevée.

Muntohar et Hantoro (2002) ont utilisés des combinaisons "chaux+RHA", les pourcentages de la chaux sont 2, 4, 6, 8, 10 et 12%, et de RHA sont 7.5, 10 et 12.5%. Ils ont confirmé que l'indice de plasticité diminue de 41.25% à 0.96% dans le mélange de (12%chaux+12.5%RHA) et que l'IP diminue avec l'augmentation de chaux.

L'addition de 6 à 8% de ciment et de 10 à 15% de RHA est la quantité optimale pour réduire la plasticité des sols. Cependant, la réduction considérable de plasticité a été atteinte par le ciment d'après (Basha et al, 2002).

D'après AL-Rawas et al. (2005) l'effet de plasticité sur la combinaison de la chaux avec du ciment cause une réduction d'indice de plasticité des deux combinaisons "3%chaux+3% ciment" et "5%chaux+3%ciment". Pour les autres combinaisons une augmentation a été observée (Figure.II.19). Ce comportement est attribué par le processus d'échange cationique entre les cations du sol et les additions de stabilisations.

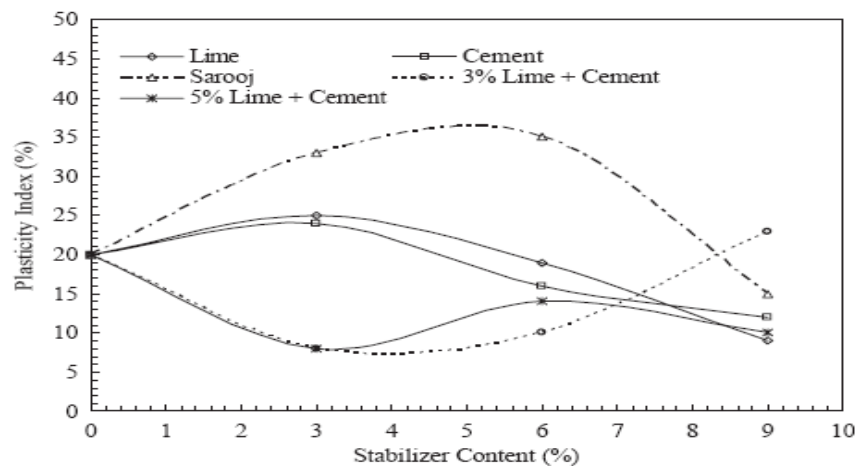


Figure II.19. Effet d'addition de stabilisateur sur l'indice de plasticité [AL-Rawas et al., 2005].

La floculation et l'agrégation des sols traités avec la chaux et la cendre volante cause une réduction de la plasticité et une augmentation de la contrainte effective verticale. La contrainte effective verticale augmente avec la diminution de l'indice de plasticité [Nalbantolgu et Tuncer, 2001].

II.5. Caractéristiques géotechniques visées

II.5.1. Valorisation du sol en couches d'assise

Après la classification du sol, le GTR fournit des précisions sur la nature et la qualité des études de traitement à mener en fonction de la destination des matériaux à traiter et des techniques de mise en œuvre.

Le guide des terrassements des sols prescrit une formulation de traitement selon des critères techniques (nature et propriétés du matériau à traiter), géographiques (un liant hydraulique routier (LHR) est spécifique à une usine de fabrication) et économiques. Il renvoie aussi aux essais de caractérisation physique et géotechnique du matériau solidifié et aux seuils de

performance visés pour des ouvrages en remblai, en partie supérieure des terrassements (PST), en couche de forme [LCPC-SETRA 2000] et en couche de fondation [LCPC-SETRA 2007].

La figure II.20 donne une représentation de la structure transversale d'une route et précise les différentes couches la constituant. Plus la couche considérée est éloignée de la PST, plus les performances mécaniques requises sont importantes. Par conséquent, les matériaux, les liants utilisés, les techniques et les modalités de compactage sont propres à chaque couche.

Cette étude se concentre sur une valorisation de sols en couches d'assise de chaussée, pour lesquelles les terrassiers n'ont pas encore nécessairement le recul suffisant. Ainsi, plutôt que de travailler sur une réutilisation en couche de forme, un ouvrage de référence dans leur domaine, l'étude expérimentale consiste à répondre aux attentes de la profession. Il est ainsi intéressant de se fixer un niveau de performances plus élevé, pour un ouvrage dont la réalisation en sol traité est encore mal maîtrisée.

Il faut toutefois noter que dans le cas d'un sol fin de classe A1 ou d'un sol graveleux de classe B5 (avec $D_{\max} \leq 31,5\text{mm}$ et $D \leq 20\text{mm}$), pour une couche d'épaisseur supérieure à 30cm, les résistances à atteindre sont identiques pour les deux objectifs de réutilisation, en couche de forme ou d'assise, selon le guide technique GTS (2000).

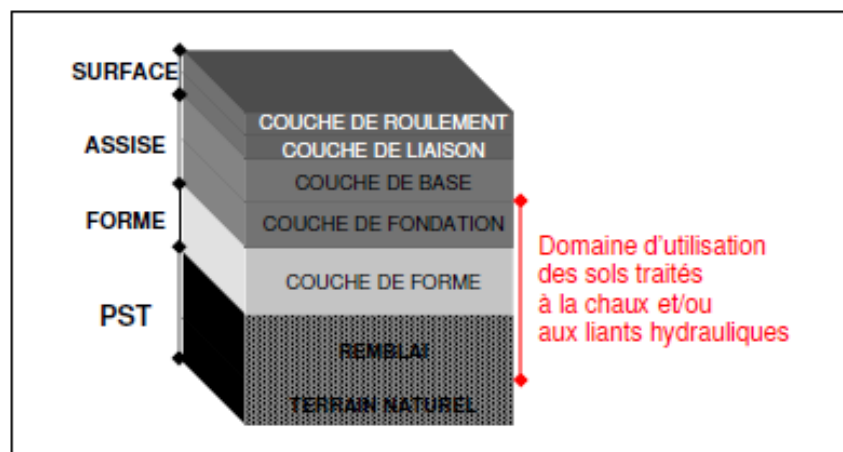


Figure II.20. Coupe transversale d'une structure routière [adaptée de Rolland 2006 ; Bocciardi et Nicaise 2008 ; planete-tp.com 2009 ; cercle-recyclage.asso.fr 2009].

II.5.2. Pré-requis

II.7.5.1. Type de sols concernés

La réutilisation d'un sol en couches d'assise de chaussée est régie par les prescriptions du GTS 2007 [LCPC-SETRA 2007]. Une restriction d'utilisation est émise : son domaine d'application ne concerne que quelques classes de sols définies selon le GTR. En effet, le

GTS 2007 fixe des paramètres de granularité et d'argilosité à ne pas dépasser, paramètres de nature retranscrits dans le tableau II.7 Seuls des sols de classes A1, A2 et B2 à B6 peuvent répondre à ces critères spécifiques.

Tableau II.7. Critères d'argilosité et de taille granulaire des sols utilisables en couches d'assise [LCPC-SETRA 2007].

| Types de sols concernés par le GTS 2007 | | Critères limitatifs | | |
|---|---------------------------------|-----------------------|-------------------|--------|
| | | Argilosité | Granularité en mm | |
| | | | Dmax (*) | D (**) |
| Sols fins | A ₁ , A ₂ | VBS < 5 ou Ip < 20 | ≤ 31,5 | ≤ 20 |
| Sols sableux | B ₅ , B ₆ | VBS < 2,5 | ≤ 8 | ≤ 6,3 |
| | B ₂ | 0,2 < VBS < 1 | | |
| Sols graveleux | B ₅ , B ₆ | VBS < 2,5 | ≤ 31,5 | ≤ 20 |
| | B ₃ , B ₄ | 0,1 < VBS < 1 | | |

(*) Dmax : dimension maximale des plus gros éléments contenus dans le sol (selon NF P11-300)
(**) D : dimension maximale de tamis pour laquelle le passant est compris entre 80 et 90%

Par ailleurs, la valorisation de matériaux en technique routière s'est vue recadrée du point de vue de l'impact environnemental en 2011 par la parution du Guide méthodologique d'acceptabilité des matériaux alternatifs en technique routière [SETRA 2011].

Les matériaux alternatifs ou routiers ne doivent pas avoir été élaborés à partir de déchets dangereux ou contenant une substance radioactive et les émissions en éléments traces et en composés organiques doivent être compatibles avec les objectifs de qualité des eaux désignés.

II.5.2.2. Caractéristiques de compactage et portance immédiate

La formulation de traitement initiale répond aux prescriptions du GTS 2000 [LCPC-SETRA 2000] pour une valorisation en couche de forme en fonction de la classe de sol définie par le GTR [LCPC-SETRA 1992]. Les dosages en chaux vive et en liant hydraulique y sont fixés de telle sorte que l'efficacité du traitement soit assurée. En effet, une marge de sécurité y est affectée en dehors de considérations économiques. L'expérience de terrain permet de s'en abstraire.

Les caractéristiques de compactage après traitement doivent alors être déterminées. Ces paramètres sont essentiels, d'une part pour la mise en œuvre de la couche sur chantier et l'évaluation de sa portance immédiate, d'autre part pour la confection des éprouvettes de tests mécaniques en laboratoire.

L'énergie de compactage utilisée, normale ou modifiée, dépend du type de sol, fin (A1, A2), sableux (B2, B5, B6) ou graveleux (B3 à B6). La portance à l'optimum Proctor doit alors

satisfaire au critère minimum du tableau II.8 pour une utilisation du sol traité en assise de chaussée.

Tableau II.8. Valeurs minimales de l'IPI pour les matériaux traités [LCPC-SETRA 2000].

| Type de sol | IPI minimum |
|----------------------------------|-------------|
| A ₁ et A ₂ | 20 |
| B sableux | 30 |
| B graveleux | 50 |

II.5.3. Essai d'aptitude au traitement

Lors de l'étude géotechnique préalable au chantier, la détermination de l'aptitude d'un sol au traitement (NF P94-100) passe par l'évaluation du gonflement volumique (Gv) que pourrait subir une éprouvette cylindrique 5×5 cm après une immersion de 7 jours en bain thermostatique à 40°C et de la résistance à la traction indirecte (Rit) résultante. Ces conditions de cure, particulièrement défavorables en comparaison de ce que peut subir le matériau dans l'environnement, accélèrent les réactions de prise et d'hydratation des liants hydrauliques.

Elles permettent de vérifier, dans un délai court, si des agents chimiques, organiques ou minéraux, peuvent nuire à la solidification du sol traité. Sa sélectivité limite le volume d'une étude pour la réutilisation d'un matériau en couche d'assise : en cas d'inaptitude au traitement, l'étude doit être réorientée.

L'essai d'aptitude au traitement marque une volonté de relier les comportements des sols traités sur chantier à des mécanismes physico-chimiques induits par la présence des substances chimiques ou de structures minéralogiques particulières.

La figure II.21 donne les seuils de gonflement et de résistance définis par le GTS en fonction des exigences techniques sur les chantiers. À la suite des essais d'aptitude qui sont effectués au cours de la pré-étude de chantier et en conformité avec les prescriptions du GTS [LCPCSETRA 2000], le matériau étudié peut être déclaré soit :

- directement apte au traitement (le sol répond bien au traitement, il gonfle peu et présente une Rit élevée) ;
- potentiellement apte au traitement (douteux) si certaines précautions sont prises sur le chantier comme par exemple :
 - le drainage de la couche si le sol est légèrement sensible à l'eau ;
 - l'allongement de la durée d'interdiction de circulation sur la couche d'assise tant que la valeur de résistance à la compression simple Rc est inférieure à 1MPa ;

- inapte si les caractéristiques physiques ou mécaniques sont insuffisantes. Deux cas sont alors envisagés :
 - une nouvelle étude est menée avec une autre formulation ;
 - la solution de traitement du sol est abandonnée et d'autres matériaux sont utilisés (granulats).

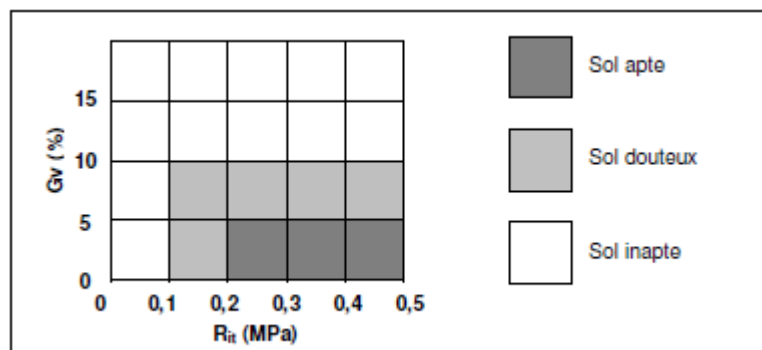


Figure II.21. Critères d'évaluation de l'aptitude au traitement d'un sol traité à la chaux et aux liants hydrauliques [LCPC-SETRA 2000 mis en forme par Cabane 2004].

Un gonflement volumique inférieur à 5% et une résistance initiale supérieure à 0,2MPa du matériau solidifié garantissent son aptitude au traitement. La reconnaissance de cette aptitude permet de poursuivre l'étude du matériau traité par des essais mécaniques complémentaires, prescrits pour une réutilisation du matériau solidifié en assise de chaussée.

II.5.4. Resistances mécaniques nécessaires

Le guide de terrassement de sol 2007 fixe les performances mécaniques à atteindre à court et à long termes pour une valorisation des matériaux traités en couches d'assise. Ces performances sont évaluées sur des éprouvettes conservées en cure normale, c'est-à-dire en moule hermétique, à $20\pm 2^{\circ}\text{C}$. Ce mode de conservation, limitant les échanges avec le milieu extérieur, est le plus représentatif des conditions de mise en œuvre des matériaux d'assise enserrés dans le profil routier. Les exigences du guide sont répertoriées dans les tableaux 8 et 9 des paragraphes suivants.

II.5.4.1. Performances à court terme

Le comportement d'un sol traité à court terme, c'est-à-dire avant 28 jours, est évalué par deux essais principaux dont les objectifs sont précisés dans le tableau II.9. La résistance à la compression simple R_c est un indicateur de l'intégrité physique du matériau solidifié. Il est

considéré comme l'indicateur mécanique de référence. C'est ainsi le premier essai de contrôle lors de l'étude d'une valorisation potentielle en technique routière d'un matériau après validation de l'aptitude au traitement. La résistance à la traction indirecte R_{it} permet de juger du délai de susceptibilité du matériau solidifié au gel.

Tableau II.9. Caractéristiques mécaniques requises pour l'utilisation d'un sol traité en couches d'assise à court terme [LCPC-SETRA 2007].

| Aspect du comportement du sol traité considéré | Caractéristiques mécaniques représentatives | Critères de jugement |
|--|---|---|
| <i>Critère de traficabilité</i> Age autorisant la circulation sur la couche traitée | R_c à 7 et 28j | La couche d'assise peut être circulée dès $R_c \geq 1\text{MPa}$ L'âge au bout duquel cette condition est réalisée est déduit par interpolation entre les valeurs de R_c mesurées à 7 et 28j |
| <i>Critère de résistance au gel</i> Age pour lequel la résistance du matériau traité est suffisante pour qu'il ne soit pas affecté par une période de gel | R_t ou R_{it} ($R_{it} = 0,8 R_t$) mesurée à l'âge du sol traité correspondant à la date probable d'apparition du gel sur le chantier considéré | La résistance au gel est jugée satisfaisante si $R_t > 0,25\text{MPa}$ à la première apparition statistique possible du gel |

Il est important de préciser que l'essai d'aptitude, s'il permet de conclure à l'efficacité d'un traitement, ne garanti pas des résistances mécaniques suffisantes, que ce soit en compression simple ou en traction indirecte. Les conditions d'essai sont extrêmes et ne correspondent pas à une réalité de terrain.

De même des performances élevées au jeune âge ne permettent pas de déclarer le sol apte au traitement, les essais n'offrant pas la possibilité d'anticiper des gonflements structurels.

II.5.4.2. Performances à long terme

Une fois les ouvrages exposés à leur environnement, les performances mécaniques du sol traité doivent être suffisamment élevées pour leur permettre de rester stables et de supporter les différentes charges auxquelles ils peuvent être soumis.

Deux essais, dont les principes fondamentaux sont récapitulés dans le tableau II.10, permettent de juger de cette durabilité.

La résistance à la compression simple après immersion (R_{ci}) représente un indicateur de la sensibilité du matériau solidifié à l'eau. Dans la perspective de réutiliser les matériaux solidifiés en technique routière, le guide de terrassement de sol préconise de poursuivre l'étude des échantillons pour lesquels le seuil de R_c de 1 MPa est envisageable par un essai de mise en immersion.

Tableau II.10. Caractéristiques mécaniques requises pour l'utilisation d'un sol traité en couches d'assise à long terme [LCPC-SETRA 2000].

| Aspect du comportement du sol traité considéré | Caractéristiques mécaniques représentatives | Critères de jugement |
|--|--|--|
| <p><i>Critère d'insensibilité à l'eau</i></p> <p>Résistance à l'immersion au jeune âge</p> | <p>R_c après 28j de cure normale suivis de 32j d'immersion totale dans l'eau à 20°C (R_d)</p> <p>R_c après 60j de cure normale (R_{c60})</p> | <p>La résistance à l'immersion au jeune âge est jugée satisfaisante si :</p> <p>$R_d/R_{c60} \geq 0,80$ lorsque VBs $\leq 0,5$</p> <p>$R_d/R_{c60} \geq 0,70$ lorsque VBs $> 0,5$</p> |
| Performances escomptables à long terme | R_t ou R_t ($R_t = 0,8 R_d$) et module élastique E_1 ou E_2 mesurés à 28 et 90j et, si nécessaire, à 180j dans le cas des liants à prise lente | Le couple (R_t , E) déterminé à 90j (ou éventuellement à 180j dans le cas de liant à prise lente) conduit au moins à un matériau de classe mécanique T1 |

Le tableau II.11 répertorie différentes études pour lesquelles le rapport R_{ci}/R_{c60} a été pris en compte, sans remettre en cause la durabilité du matériau. Différentes formulations de traitement appliquées à une même classe géotechnique de sol permettent une insensibilisation à l'eau.

Tableau II.11. Résistance à l'immersion de sols traités.

| Référence | Type de sol | Traitement | R_{ci}/R_{c60} |
|--|-----------------------------------|-------------------------|------------------|
| Kergoët [2001] | Limon A ₂ | 5% LHR | 0,90 |
| | | 7% LHR | 0,95 |
| Cabane [2004] | Limon de Meaux A ₂ | 1% CaO + 5%CEMII/B 32,5 | 0,72 |
| | Limon de Normandie A ₂ | 1% CaO + 5%CEMII/B 32,5 | 0,82 |
| Abdo [2008] ; Chardard et Gandille [2008] | Sable limoneux B _s | 3% LHR | 0,88 |
| | | 4% LHR | 0,83 |

Le tableau II.10 fait état d'un second paramètre : la résistance à la traction indirecte R_{it} , mesurée conjointement au module d'élasticité du matériau solidifié E_{it} à 30% de la charge de rupture à 90 jours, permet d'évaluer les performances à long terme du matériau et de lui attribuer une classe mécanique utile au dimensionnement de la couche d'assise.

Cette classe est estimée à partir d'un abaque (R_t ; E) donné dans le [GTS 2000](#). Quatre limites y figurent, délimitant les zones de classement T0 à T4. Plus la classe est élevée et plus les performances mécaniques sont intéressantes. Les caractéristiques mécaniques des trois premières limites sont données dans le tableau II.12, en fonction du type de sols soumis au traitement. La zone T1 est le minimum requis pour l'utilisation d'un matériau traité en couche d'assise mais les professionnels considèrent généralement qu'il faut atteindre la zone T2 pour que cela représente un intérêt technico-économique [Abdo 2009].

Tableau II.12. Seuils de classes mécaniques des sols traités [LCPC-SETRA 2000].

| Type de sol | Limite T0/T1 | Limite T1/T2 | Limite T2/T3 |
|----------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| Sols fins et sableux | E 2500MPa | E 4000MPa | E 6200MPa |
| | R _t 0,20MPa | R _t 0,44 | R _t 0,80MPa |
| Sols graveleux | E 3300MPa | E 8200MPa | E 16200MPa |
| | R _t 0,24MPa | R _t 0,54MPa | R _t 1,02MPa |

Dans le cas où la formulation de traitement adoptée permettrait d'obtenir un matériau alternatif aux granulats pour la couche d'assise (justification de sa fonction utile), son acceptabilité environnementale doit être confirmée. Le Guide d'acceptabilité des matériaux alternatifs en technique routière [SETRA 2011] propose ainsi une méthodologie en 5 étapes, graduant l'effort de démonstration à partir d'essais de lixiviation à l'eau sur le matériau broyé jusqu'au suivi de plots expérimentaux soumis aux conditions climatiques réelles.

Chacun des critères de jugement identifié aboutit à valider ou non l'utilisation du matériau traité en assise de chaussée. En 2000, 2.106 m³ sur les 30.106 m³ de sols fins traités en remblais et en couches de forme sont déclarés inaptes au traitement ($G_v > 5\%$, $R_{it} < 0,2\text{MPa}$) [Cabane 2004]. L'une des explications données par le GTS [LCPC-SETRA 2000], lorsque l'inaptitude d'un sol au traitement est déclarée, est la présence, dans le sol, d'éléments chimiques susceptibles d'interférer dans les réactions chimiques accompagnant la solidification :

- sulfates et sulfures ;
- matières organiques ;
- fertilisants (phosphates et nitrates) ;
- chlorures.

II.6. Conclusion

La recherche bibliographique nous a permis à consulter la documentation concernant la thématique du traitement des sols à la chaux, au ciment et aux différents ajouts cimentaires. D'une manière générale ces publications concernent des avancées techniques dans le mode de traitement et d'analyse des échecs de stabilisation. Un potentiel économique et environnemental prometteur est observé par les chercheurs pour l'usage des ajouts minéraux pour la stabilisation des sols argileux. L'addition de ces ajouts et leurs combinaisons avec la chaux ou le ciment ont été employés comme stabilisateurs de sol tels que les cendres volantes, la fumée de silice, le calcaire, la poussière de ciment. Bien que plusieurs chercheurs aient démontrés qu'il est possible de traiter efficacement les mauvais sols avec de la chaux, du ciment et/ou combinés aux différents ajouts minéraux, l'impact économique et

environnemental de certains sous-produits industriels (classés comme ajouts cimentaires) a mis en cause dans bien de cas cette efficacité. Pour tenter d'y remédier à cette situation, une investigation pour la recherche des ajouts cimentaires à base de roche naturelle inoffensifs à l'environnement et acceptés économiquement doit être entamée afin d'évaluer leurs effets sur les propriétés géotechniques des mauvais sols à traiter.

III.1. Introduction

Le traitement des sols est souvent utilisé pour augmenter leurs résistances, pour réduire ou augmenter leur perméabilité ainsi que pour diminuer leur compressibilité.

Il est aussi utilisé pour minimiser la sensibilité du sol aux variations de la teneur en eau comme dans le cas des sols expansifs. La stabilisation du gonflement par ajout de ciment a fait l'objet de plusieurs études [Cabane 2004 ; Al-Rawas et al. 2005] et toutes ces études confirment le rôle positif de cet ajout sur la réduction du gonflement des sols expansifs.

III.2. Comportement des sols à grains fins

Puisque les sols à grains fins (argiles) sont peu perméables, l'eau se trouvant dans leurs vides est expulsée très lentement lorsqu'un réaménagement des particules fait suite à l'augmentation des contraintes. La compression de ces sols, ou réduction de leur volume, évolue avec le temps : c'est ce qu'on appelle un tassement de consolidation. Sous une charge, il se produit parfois un tassement immédiat de l'argile ainsi qu'un gonflement du sol autour de la surface chargée. Ce phénomène, qu'on appelle communément « effet du coussin de caoutchouc », est une déformation élastique due à la plasticité et à la cohésion de l'argile. Ce n'est en rien une consolidation, car le sol reprend sa forme initiale si on enlève la charge après une courte période. La vitesse de consolidation est proportionnelle à la perméabilité du sol ; le temps de consolidation augmente quand la perméabilité diminue. Ainsi, les tassements dans les argiles très peu perméables peuvent se poursuivre pendant des mois, voire des années, après l'application d'une surcharge.

III.3. Le tassement dans les sols

Comme le tassement des sols est un tassement à long terme, on ne peut pas se fixer aux résultats des essais de terrain pour en évaluer l'importance, car ces derniers s'étendent sur des périodes trop courtes. Par contre, un essai de laboratoire, l'essai de consolidation œdométrique, fournit des données qui permettent d'évaluer le tassement et le temps de consolidation dans les sols.

Considérons un sol fin saturé auquel on applique au temps $t = 0$, une certaine charge Q qui reste constante par la suite. Sous l'action de ces charges, le sol a tendance à subir des variations de volume, comme le sol étant saturé et l'eau ne pouvant s'évacuer par la suite de faible perméabilité. Les variations de volume n'ont pas lieu et elles se traduisent par une surpression de la pression de l'eau interstitielle (Δu) au voisinage des points d'application des charges. Au cours de l'écoulement appelé drainage, les surpressions Δu diminuent, donc les

contraintes effectives augmentent puisque la distribution des charges Q reste constante le long de l'essai. Les charges sont donc peu à peu reportées sur le squelette solide qui subit ainsi des déformations et des tassements. L'écoulement s'arrête lorsqu'en tout point $\Delta u = 0$, l'ensemble de ces phénomènes est appelé consolidation.

III.3.1. Description du phénomène

Les sols argileux soumis aux variations de la teneur en eau, peuvent augmenter ou diminuer de volume. Ces phénomènes cycliques de gonflement retrait provoquent des contraintes parasites dans les structures, et au niveau des fondations. Ces contraintes engendrent des dommages dans les bâtiments, les autoroutes, les pistes d'aéroports et dans les structures légèrement chargées.

III.3.2. Nature du phénomène

Une argile voit sa consistance changer en fonction de sa teneur en eau : molle et fluide lorsque sa teneur en eau est très élevée, dure et cassante lorsqu'elle est desséchée, elle devient plastique et malléable à partir d'un certain niveau d'humidité. Ces modifications de consistance s'accompagnent avec une variation de volume, dont l'amplitude est assez importante. La partie supérieure du sol de fondation est alors soumise à une évapotranspiration d'où un retrait qui sera suivi d'un tassement verticalement et par des fissures horizontalement. L'amplitude de ce tassement est d'autant plus importante que la couche de sol argileux est épaisse et qu'elle est riche en minéraux gonflants qui constituent la plupart des éléments fins (la fraction argileuse inférieure à $2 \mu\text{m}$) et dont la structure est en feuillets, à la surface desquelles les molécules d'eau peuvent s'adsorber, sous l'effet de différents phénomènes physico-chimiques, provoquant ainsi un gonflement, plus ou moins réversible, du matériau.

III.4. Gonflement

Les phénomènes de gonflement de certains sols argileux à cause des pressions de gonflement peuvent induire des tassements différentiels affectant les structures qu'ils supportent, comme les canalisations, les fondations superficielles. Pour les sols gonflants, les grandes variations des caractéristiques sont liées principalement aux variations de leurs teneurs en eau à cause des variations des conditions climatiques. Lorsque celles-ci augmentent on assistera à un phénomène de gonflement du sol, et lorsqu'elles diminuent on observe, par contre un phénomène de retrait. Ce problème complexe dépend également dans une large part de la

nature minéralogique des matériaux qui composent ces sols et de la proportion de ces composantes entre elles.

Certains auteurs [Derriche et Lazzali, 1997; Windal et Shahrour, 2001; Ali Al-Rawas et al, 2005; Yilmaz et Civelekoglu, 2009] ont axé leurs travaux sur l'application des techniques de stabilisation à ces sols gonflants par différents additifs, par exemple la chaux, le ciment, les cendres volantes et le gypse. Derriche et Lazzali (1997) ont montré que l'ajout de chaux vive sous différentes formes à une bentonite très gonflante, réduit son gonflement et améliore toutes ses propriétés mécaniques. La diminution du gonflement est liée à la réduction de la plasticité qui est due à une altération des films d'eau autour des minéraux argileux dans le sol. Ils ont aussi trouvé que, d'une part, plus la teneur en sable dans les sols est grande, plus l'amplitude et la pression de gonflement sont réduites; d'autre part une bonne partie du gonflement est encaissée par les vides existants entre les grains de sable. Windal et Shahrour (2001) ont présenté la mise au point d'un oedomètre flexible qui permet de réaliser des essais de gonflement avec mesure de la pression latérale. Mais le développement de la déformation latérale et de la pression latérale est principalement influencé par la rigidité de l'anneau, et les résultats obtenus doivent être confirmés par d'autres essais. Ali Al-Rawas et al (2005) ont montré que l'ajout du ciment et de la chaux diminue la pression du gonflement et le pourcentage du gonflement, et plus la teneur en chaux ou ciment, plus le gonflement et la pression de gonflement diminuent. Yilmaz et Civelekoglu (2009) ont tenté d'utiliser du gypse pour stabiliser de la bentonite et explorer la variation du gonflement en fonction de la teneur en gypse. La valeur de gonflement liée à la capacité d'échange cationique diminue considérablement avec l'augmentation de la quantité de gypse allant de 0% à 5%.

III.5. Paramètres affectant le gonflement

III. 5.1. Influence de la teneur en eau initiale

Plusieurs chercheurs ont étudié l'influence de la teneur en eau sur le taux de gonflement. Certains insistent sur le fait que la pression de gonflement est d'autant plus importante que la teneur en eau est faible et que l'amplitude de gonflement maximale est obtenue pour une teneur en eau $W = W_{opt} \pm 2\%$ [Guiras, 1996]. D'autres pensent que la teneur en eau initiale détermine la structure initiale du sol, par conséquent des échantillons à la même teneur en eau initiale aboutissent à la même variation de volume indépendamment du chemin de contrainte suivi, alors qu'une faible différence de teneur en eau de 0,5% à 1% donne des variations de volume différentes pour le même chemin de contrainte suivi [Barden et al, 1969]. Edil et Alanazy [Cité par Guiras, 1996], trouvent que la teneur en eau initiale des échantillons

compactés à la même densité sèche a une influence considérable sur les paramètres du gonflement, les pressions latérale et verticale de gonflement augmentent lorsque la teneur en eau diminue.

III.5.2. Influence de la densité sèche

Tous les auteurs indiquent que les paramètres du gonflement sont proportionnels à la densité sèche du sol. La pression de gonflement et l'amplitude de gonflement augmentent pour des densités sèches importantes quelle que soit la condition d'essai. [Shridharan et al, \(1987\)](#) ont mené 32 essais de gonflement à volume constant avec quatre teneurs en eau et différentes densités sèches initiales. Les résultats trouvés ont prouvé que la pression de gonflement croît progressivement avec l'augmentation de la densité sèche initiale. Ces résultats semblent être confirmés par [Biarez et al.\(1990\)](#).

III.5.3. Influence du fluide hydratant

L'influence du fluide hydratant sur les paramètres du gonflement s'exerce par le type d'ions présents dans le fluide hydratant. L'hydratation avec de l'eau pure donne un gonflement plus important tandis que l'hydratation avec une eau déminéralisée conduit à sous-estimer l'activité de gonflement et à sous-estimer son taux de gonflement [[Didier, 1973](#)]. [Bouroukba et al. \(2001\)](#) ont montré l'efficacité de diverses solutions salines pour réduire le gonflement d'un sol avec des concentrations différentes.

III.5.4. Influence du mode de compactage (cas des sols compactés)

[Edil et Alanazy, cité par Guiras \(1996\)](#), ont étudiés l'influence du mode de compactage (statique et par malaxage) sur les pressions latérale et verticale d'un échantillon de sol compacté. Les résultats obtenus montrent que les paramètres mesurés sont beaucoup plus importants pour le cas du compactage statique que celui par malaxage. Ce résultat semble dû au fait que le compactage statique donne une structure orientée en parallèle beaucoup plus marquée que le compactage par malaxage et donc aboutit à un gonflement plus important.

III.5.5. Influence de la teneur en eau sur le gonflement

Suivant la teneur en eau du sol compacté, on obtient les gonflements suivants :

W faible W_{OPM} g fort

W fort W_{OPM} g faible

Le gonflement est plus fort du côté sec de l'optimum : Cela est dû au fait que les sols argileux ont un déficit plus marqué en eau, ce qui leur confère une capacité d'adsorption plus grande et

le fait gonfler davantage. Le gonflement diminue au fur et à mesure que la teneur en eau augmente, c'est-à-dire à une teneur en eau élevée (W) supérieure que la teneur en eau optimale (W_{OPM}), la capacité d'adsorption devient inférieure, puisque le sol devient très humide (saturé) et il n'accepte que peu d'eau.

III.5.6. Influence de la chaux sur le gonflement du kaolin

Bhasinet al, (1978) ont prouvé que l'addition de la chaux aux sols argileux réduit le gonflement (le gonflement diminue avec l'addition de la chaux), cette diminution est due au fait que la chaux modifie la double couche électrique réduisant l'épaisseur de la couche adsorbée de l'eau, il y a ainsi une diminution de l'absorption d'humidité des sols qui sont traités par la chaux. C'est en raison de leur caractère visqueux que les sols argileux, notamment les argiles molles, manifestent des comportements qui dépendent non seulement du type de sollicitations auxquelles ils sont soumis ou de leur intensité, mais aussi des vitesses de variation de ces sollicitations au cours du temps. De nombreuses études expérimentales, effectuées sur des sols naturels ou reconstitués, ont mis en évidence cette influence du temps sur leurs caractéristiques de résistance et de déformabilité (caractéristiques de compressibilité et de perméabilité, caractéristiques de consolidation et de fluage, caractéristiques de cisaillement et de rupture), notamment celles correspondant à leur état limite.

L'influence du temps sur le comportement des sols argileux s'exerce de manière plus ou moins importante selon la structure, la consistance et la compacité du sol considéré. Sur le plan pratique, les effets du temps ont été analysés suivant deux aspects différents :

1- Les effets de l'âge ou du vieillissement : Taylor (1942), puis Bjerrum (1967) ont montré que le vieillissement des argiles sous contraintes effectives constantes ou peu variables, se traduisant par l'apparition de nouvelles liaisons inter granulaires rigides qui renforcent la structure du squelette solide, conduit à une réduction de leur indice des vides par suite des déformations de fluage qu'elles subissent. La réduction de l'indice des vides d'une argile donnée s'accompagne d'un accroissement de sa pression de préconsolidation et donc de sa résistance structurale. Cet effet semble être très prononcé dans le cas des argiles plastiques, pour lesquelles l'accroissement de résistance dû au vieillissement est proportionnel à celui de leur pression de préconsolidation.

Schématiquement l'effet du temps sur les caractéristiques de compressibilité et de déconsolidation d'une argile naturelle à deux âges différents. On observe que lorsque l'argile est jeune, c'est à dire au début de sa formation, elle se trouve dans un état normalement consolidé caractérisé, en chaque point du massif de sol, par une pression de préconsolidation

σ_p égale à la pression effective σ_{v0} exercée par les terres-jacentes. Par contre, lorsqu'elle est âgée, c'est-à-dire quelques milliers d'années après sa formation, cette argile se trouve dans un état surconsolidé caractérisé par une pression de préconsolidation supérieure à la pression effective des terres sus-jacentes. Ainsi, plus l'argile est âgée, plus elle est résistante et plus son rapport de surconsolidation $R_{oc} = \sigma_p / \sigma'_{v0}$ est élevé, ce qui se traduit par un accroissement de la surface d'état limite. Plus cette surface est grande, plus l'argile est capable de subir des déformations réversibles importantes sans que son état limite soit atteint ;

2- Les effets de la vitesse ou de la durée de chargement : Crawford (1964) puis Bjerrum (1967) ont montré que la pression de préconsolidation apparente (définie par la limite des petites déformations) d'une argile naturelle est réduite lorsque la durée d'application des charges est augmentée et inversement.

III.5.6.1. Effets immédiats

- Assèchement : la chaux réagit avec l'humidité du sol pour provoquer une réaction chimique qui dégage de la chaleur (exothermique). Cette chaleur diminue la teneur en eau du sol de 2 à 3% par % de chaux ajouté.
- Floculation : L'incorporation de la chaux permet aux particules argileuses d'acquérir une structure granuleuse.
- Diminution de la plasticité : Le sol devient rigide et fragile, donc plus facile à extraire, charger, niveler, compacter.
- Amélioration du compactage: La densité sèche du sol diminue, la teneur en eau optimale augmente.

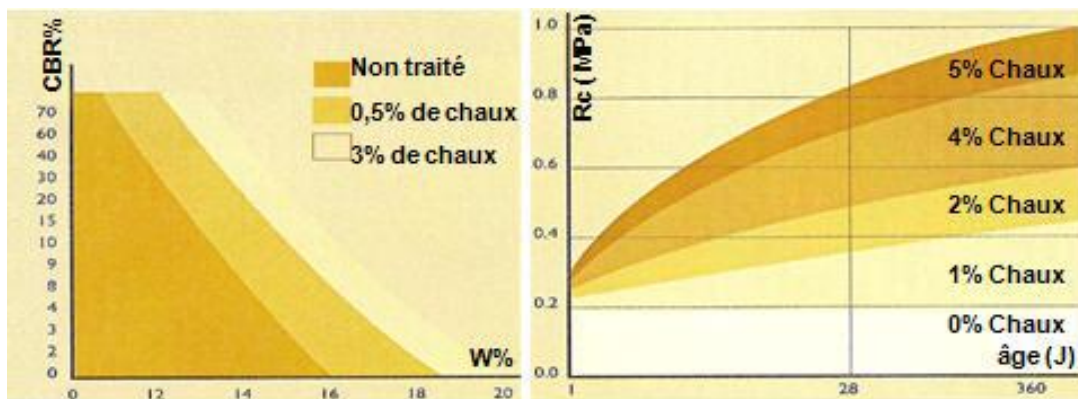


Figure III.1. L'action de la chaux

III.5.6.2. Effets à terme

Lorsque la chaux entre en contact avec les argiles et les limons, il se forme une réaction chimique de « prise » identique à celle d'un ciment.

Cette réaction augmente la résistance à la compression, augmente l'indice CBR, augmente la stabilité au gel, elle est totale après 3 à 6 mois et permet donc une grande souplesse de mise en œuvre.

III.5.7. L'influence sur le potentiel de gonflement

Le potentiel de gonflement est inversement proportionnel avec l'augmentation du pourcentage de chaux, cette augmentation provoque une diminution remarquable des valeurs du potentiel de gonflement, un mélange traité à 1% fait passer la marne d'un état gonflant à un état non gonflant avec un potentiel de 3.1%, pour les autres mélanges C=2, 3 et 4%, les valeurs du potentiel sont respectivement 2.2, 1.6 et 1.2% [Mellal, 2010].

Les mêmes résultats sont trouvés par des expériences faites par [Golbbet et Klein], qui ont montré que de faibles pourcentages de chaux (2 à 6%) entraînaient une réduction importante du gonflement.

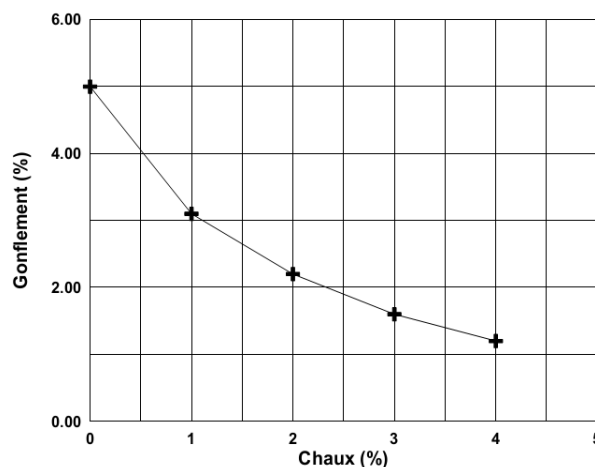


Figure III.2. Variation du potentiel de gonflement en fonction du pourcentage en chaux additionnée [Mellal, 2010].

Des essais effectués par Lesledjabelmadjid (2009) donnent l'évolution du potentiel de gonflement des échantillons d'Impersol traités pendant le premier mois de maturation ; les résultats sont indiqués dans la figure III.3. Tous les échantillons d'Impersol traité montrent une réduction immédiate de la pression et du potentiel de gonflement. Toutefois, le gonflement est pratiquement éliminé lorsque la quantité de chaux ajoutée est supérieure à 6%.

En plus, avec l'ajout de 10% et 20% de chaux, le potentiel de gonflement chutent rapidement à zéro (au bout de 1,5 heure). Cependant, le temps de maturation nécessaire à l'élimination de gonflement est plus important avec les faibles dosages en chaux (6 et 8%).

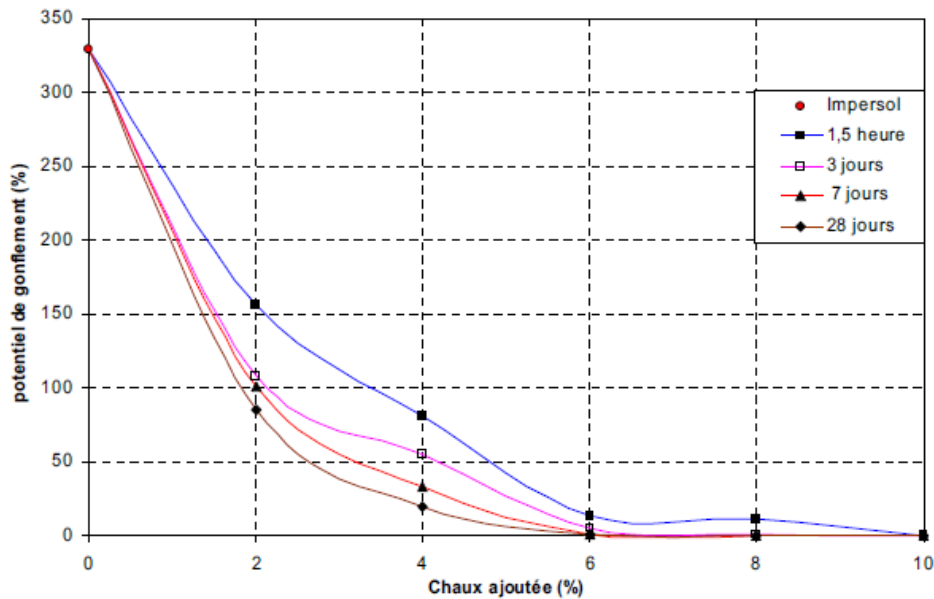


Figure III.3. Potentiel de gonflement des échantillons d'Impersol traité à la chaux à différents temps de maturation à 20°C [Lesledjabelmadjid (2009)].

III.5.8. L'influence sur la pression de gonflement

L'augmentation des pourcentages de chaux exerce un effet remarquable sur la pression de gonflement, une variation de 2 à 4% de chaux donne une diminution importante de la pression allant de 98 à 47 KPa, donc le sol devient non gonflant selon la figure III.4 [Mellal, 2010].

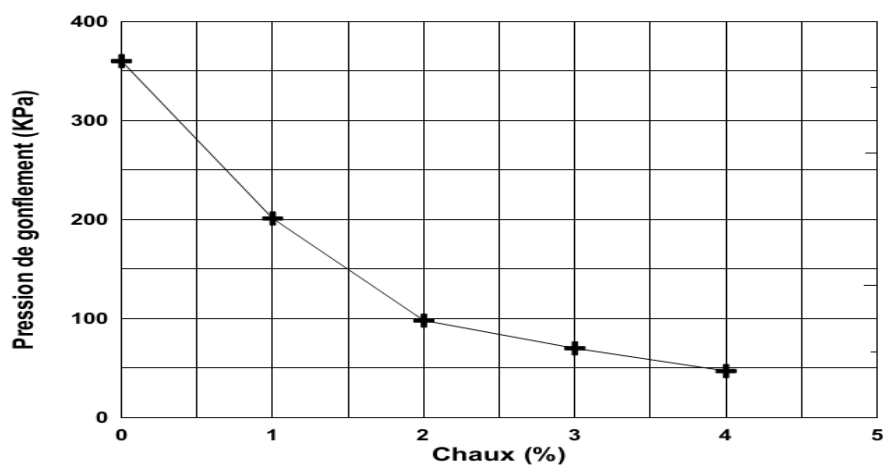


Figure III.4. Variation de la pression de gonflement en fonction du pourcentage en chaux additionnée [Mellal, 2010].

D'autres essais réalisés par Lesledj Abdelmadjid (2009), illustré dans le tableau III.1 donne les valeurs de pression de gonflement et le pourcentage de chaux consommée durant les premiers 28 jours de maturation à température ambiante (20°C) pour 4, 6 et 10% de chaux ajoutée au sol. Les résultats ont montrés que plus on ajoute de la chaux, plus la chaux est consommée rapidement et moins forte à la pression de gonflement mesurée. La diminution du gonflement est attribuée à la diminution de la capacité d'absorption d'eau de l'Impersol suite à l'échange cationique (smectite sodique par une smectite calcique). Le pourcentage de chaux qui éliminerait le gonflement correspond donc à la quantité optimale de 6% qui semble être le pourcentage recherché pour l'Impersol.

On observe clairement qu'avec l'ajout de 10% de chaux, la pression de gonflement est pratiquement nulle dès le premier jour et que la consommation en chaux se situe entre 5,1 et 5,7%. Un taux de consommation moyenne de 5,5% est observé à 28 jours de maturation lorsqu'on ajoute 6% de chaux.

Ainsi, l'analyse des résultats de la pression de gonflement et de la consommation en chaux montre que :

- l'excès en chaux permet la saturation rapide des particules de l'Impersol et réduit fortement le gonflement des échantillons traités.
- un taux de 5,5% de chaux ajoutée à l'Impersol semble suffisant et nécessaire pour assurer l'élimination du gonflement de l'Impersol dans un délai raisonnable (28 jours).

Enfin, l'augmentation de la consommation de chaux au-delà de 5,5% provoque la réaction pouzzolanique. En revanche, lorsque la quantité de chaux ajoutée est faible (exemple 4%), l'échange cationique n'est pas complet et la pression de gonflement n'est pas totalement éliminée.

Tableau III.1. Pression de gonflement des échantillons d'Impersol traité et quantités de chaux ajoutée et chaux consommée durant les 28 premiers jours de maturation à 20°C [Lesledj Abdelmadjid (2009)].

| Paramètres | Pression de gonflement Pg (KPa) | | | Chaux consommée Cc (%) | | |
|---------------------------------|---------------------------------|-----|------|------------------------|-----|------|
| | 1 j | 7 j | 28 j | 1 j | 7 j | 28 j |
| Temps (jour) Chaux ajoutée % | | | | | | |
| 0 | 1060 | | | / | | |
| 4 | 293 | 196 | 142 | 3,6 | 3,8 | 3,9 |
| 6 | 106 | 33 | 6 | 4,7 | 5,2 | 5,5 |
| 10 | 9 | 0 | 0 | 5,1 | 5,7 | 7,2 |

Les échantillons traités avec 6 et 8% de chaux illustrés dans la figure III.5 montrent une baisse significative de gonflement dès les premières heures : la pression de gonflement de l'Impersol non traité (1060 kPa) descend à 100 et 50 kPa avec 6 et 8% de chaux et approche à la valeur de zéro après 28 et 7 jours, respectivement. Pour les deux quantités de 2% et 4% de chaux, la pression de gonflement après 28 jours est respectivement 500 et 140 kPa mais reste élevée pour une utilisation de ces sols dans les travaux de génie civil classiques [Williams et Donaldson;1980].

La diminution significative du gonflement est attribuée principalement à la réduction de la capacité d'absorption d'eau à l'issue de l'échange cationique qui est d'autant plus accentué que le pourcentage en chaux est important (remplacement progressive des cations de sodium Na^+ existant dans l'espace interfoliaire qui ont une forte énergie d'hydratation par les cations de calcium (Ca^{2+}) apportés de la chaux qui ont une faible énergie d'hydratation).

L'élimination immédiate du gonflement avec des dosages importants de chaux (8, 10 et 20%) est expliquée par la saturation rapide et complète des smectites de l'Impersol avec l'excès de chaux. La poursuite de la réduction du gonflement avec le temps s'explique par le développement des liants de cimentation issu de la réaction pouzzolanique. Cependant, l'amélioration limitée du gonflement obtenue avec l'addition de 2% et 4% de chaux est expliqué par des quantités de chaux insuffisantes et ne permettant pas la saturation parfaite de la smectite par le calcium.

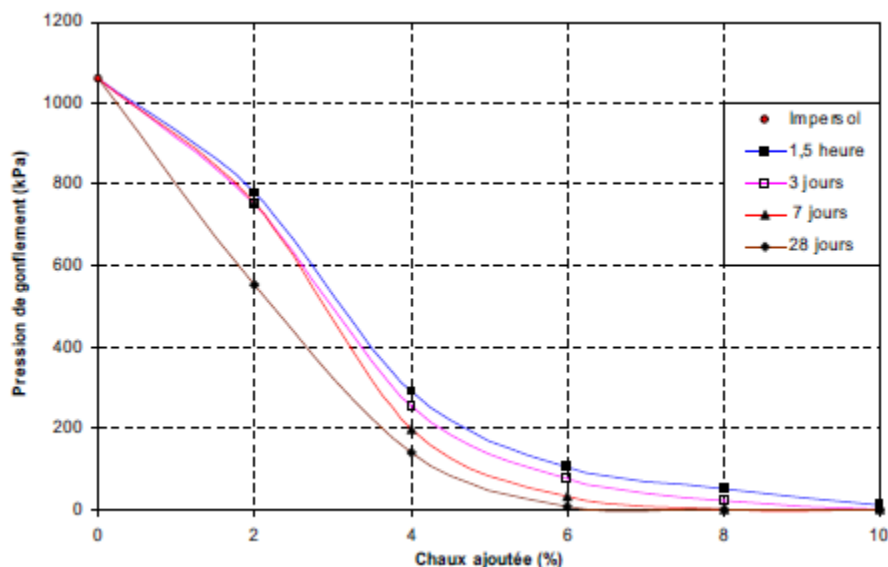


Figure III.5. Pression de gonflement des échantillons d'Impersol traité à différents temps de maturation à 20°C [Lesledj Abdelmadjid (2009)].

III.6. Influence de l'ajout de ciment sur le potentiel de gonflement et sa pression

III.6.1. Réduction du potentiel de gonflement

Les mesures des potentiels de gonflement de l'argile stabilisée sont représentées sur la figure III.6. Cette figure représente les différents pourcentages de réduction du potentiel de gonflement final (temps de mûrissement égal à 180 jours), en fonction du pourcentage de ciment. A partir de ce graphe, nous remarquons que l'effet du ciment est significatif, et que le taux de gonflement le plus faible est obtenu pour l'argile stabilisée à 6% de ciment.

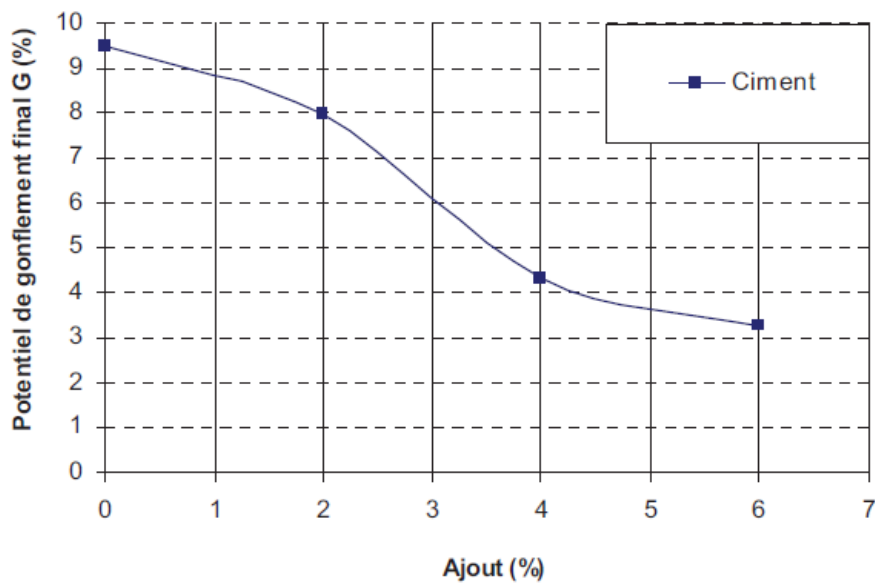


Figure III.6. Influence des ajouts sur le potentiel de gonflement pour un temps de mûrissement de 180 jours [Bourokba et al., 2011].

III.6.2. Réduction de la pression de gonflement

La mesure de la pression de gonflement des argilestraitées par le ciment est faite sur des échantillons compactés à l'OPN. Il a été utilisé la méthode à volume constant (gonflement empêché par chargement) [Bourokba et al., 2011].

Les valeurs des pressions finales des argiles stabilisées pour un temps de mûrissement de 180 jours sont présentées sur la figure III.7.

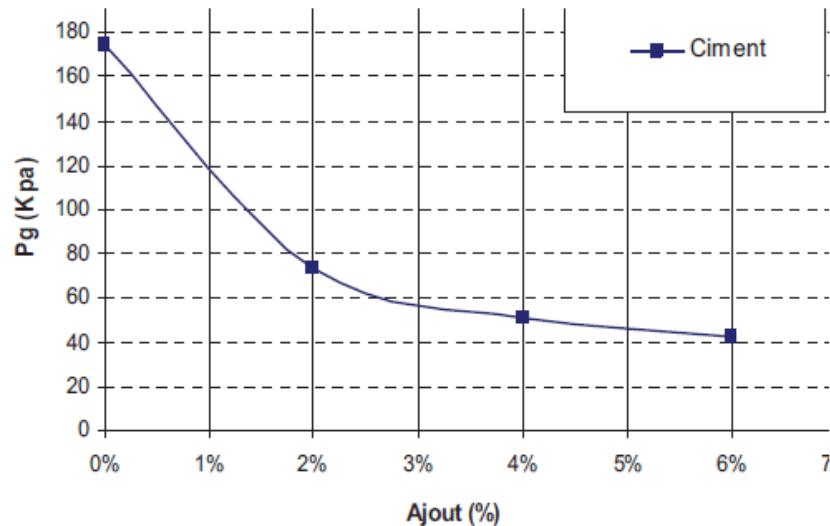


Figure III.7. Influence des ajouts sur la pression de gonflement [Bourokba et al., 2011].

D'après ce graphe, l'influence du ciment est très appréciable, la diminution de la pression de gonflement à 2% d'ajout est brutale. Au-delà de cette valeur la diminution se stabilise légèrement jusqu'à une valeur de 42 kPa qui correspond à un ajout de 6% de ciment.

III.6.3. Influence du temps de mûrissement sur la pression de gonflement

Les mesures de la pression de gonflement ont été effectuées après des temps de mûrissement d'1 heure, 7 j, 14 j, 28 j, 90 j, et 180 jours suivis par une saturation tout en empêchant la variation volumique de l'échantillon.

L'influence du temps de mûrissement sur la pression de gonflement a été étudiée pour un pourcentage de 6% de ciment est représentée par la figure III.8.

Le mûrissement a été réalisé en laissant les échantillons réagir avec le ciment à l'air libre et le mélange des deux.

On observe une diminution continue de la pression de gonflement avec le temps de mûrissement des échantillons traités. Ceci confirme la continuité de la réaction ciment/argile dans le temps. Cette diminution est maximale pour les échantillons traités à 6% de ciment [Bourokba et al., 2011].

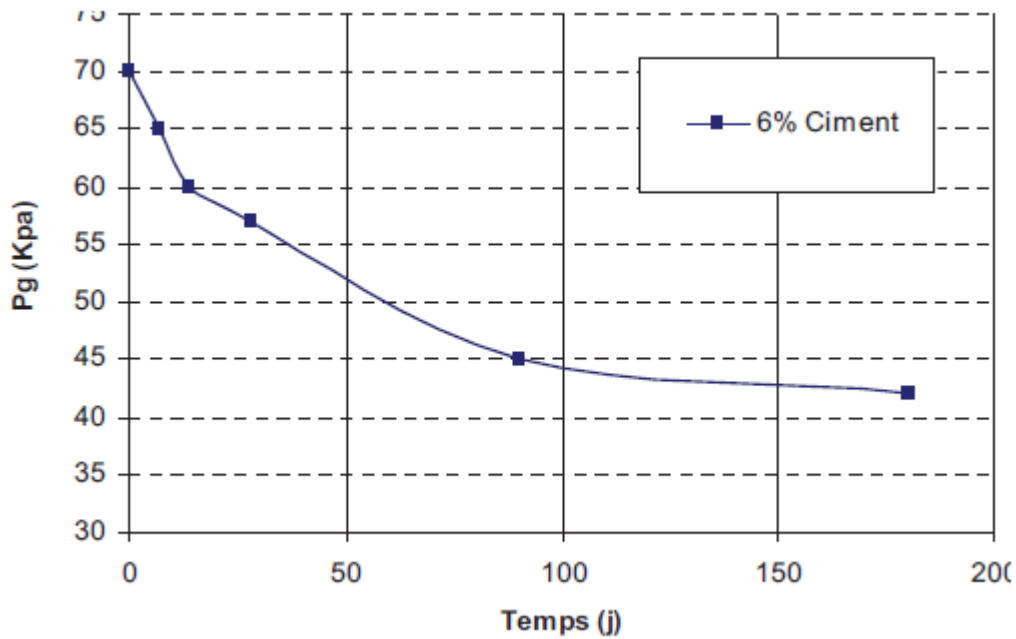


Figure III.8. Influence du temps de mûrissement sur la pression de gonflement
 [Bourokba et al., 2011].

Une hypothèse pouvant expliquer cette diminution est que le ciment hydratéréagit avec la silice et l'alumine dans le sol pour former un gel de CSAH, ce qui évolue ou/et se cristallise dans le temps, remplissant les vides en réduisant la possibilité de passage d'eau entre les particules. Cette baisse de la pression pourrait être aussi due à la précipitation de carbonate de calcium dans les vides à cause de la réaction entre le calcium ionisé et le CO₂ dissous dans l'eau. Finalement, on peut constater que la vitesse de diminution de la pression de gonflement, décroît avec le temps.

III.7. Notion de compressibilité

La compressibilité est le phénomène de diminution du volume cela dépend des contraintes effectives dues aux surcharges à différentes profondeurs; l'essai œdométrique permet d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leur évolution dans le temps. Du point de vue de la physique, il est utile de comparer le comportement d'un sol chargé à celui de tout autre matériau qui fléchit sous une charge. La similitude perd cependant de sa pertinence lors du relâchement des charges, parce que, contrairement aux matériaux utilisés en construction, les sols ne sont pas des matériaux homogènes ayant un comportement élastique dans un intervalle de chargement normal. Les déformations subies par les matériaux élastiques s'annulent lors du relâchement de la charge, alors que le tassement des sols n'est jamais complètement réversible. Ce phénomène dépend surtout de la nature poreuse du sol,

car la compressibilité n'est possible que s'il y a expulsion de l'eau et de l'air occupant les vides du sol. En milieu saturé, la compressibilité d'un sol est donc directement reliée à sa perméabilité et la grosseur de ses particules.

III.7.1. Influence des liants hydrauliques sur la compressibilité

Plusieurs auteurs ont étudié la compressibilité des sols naturels et des sols traités [Al-Amoudi et Abduljawwad, 1995; Rajasekaran et Narasimha Rao, 2002; Carlsten et Tränk, 1992; Narasimha Rao, 1993; Indraratna et Chowdhury, 1996]. Al-Amoudi et Abduljawwad (1995) ont amélioré l'oedomètre traditionnel. Des différents essais oedométriques ont été réalisés sur les sols Ras Al- Gharsabkha pour comparer les résultats obtenus. Locat et al (1996) ont travaillé sur les comportements mécaniques de l'argile de Louiseville, et tracé des courbes de compressibilité unidimensionnelle sur l'argile de Louiseville traitée avec différents pourcentages de chaux. Ces courbes définissent une relation entre la compressibilité, la résistance, l'indice des vides et le pourcentage de la chaux ajoutée dans l'argile de Louiseville. Dubois (2006) a aussi exploré les caractéristiques de compressibilité des sédiments marins.

Afin de réduire le tassement des sols et assurer la durabilité des ouvrages, le traitement au liant hydraulique ou au liant aérien est une solution convenable et recherchée. Indraratna et Chowdhury (1996) ont remarqué que la compressibilité des sols traités à la chaux est plus faible que celle des sols non traités, et ce phénomène est relié aux processus d'hydratation et de cimentation. Les résultats de Feng et al (2001) montrent que la pression de préconsolidation déduite est fonction de la teneur en ciment et de la période de cure du mélange vase-ciment. Locat et al (1996) ont vérifié que l'effet de la cimentation peut non seulement augmenter la pression de pré-consolidation, mais aussi l'indice de compression. Selon les résultats obtenus, on remarque que l'accroissement de la contrainte de préconsolidation est lié à la maturation et à la quantité de chaux, et la contrainte de pré-consolidation augmente très rapidement avec la teneur en chaux pour une teneur supérieure à 2% de chaux.

Nalbantoglu et Tuncer (2001) ont trouvé que l'apport de la chaux et des cendres volantes diminue la compressibilité des sols, et induit l'effet de pré-consolidation du fait du renforcement de la floculation et de l'agrégation.

Wang, 2011 a réalisé des essais de compressibilité sur des sédiments. Les résultats montrent qu'à partir des courbes de compressibilité (Figure III.9), on peut déterminer les paramètres des sédiments bruts et traités à la chaux présentés dans le tableau III.2 comme la teneur en eau

initiale ω , l'indice initial de vide e_0 , la contrainte de préconsolidation σ_p , le coefficient de consolidation C_v , le coefficient de compressibilité C_c et le coefficient de gonflement/de recompression C_s .

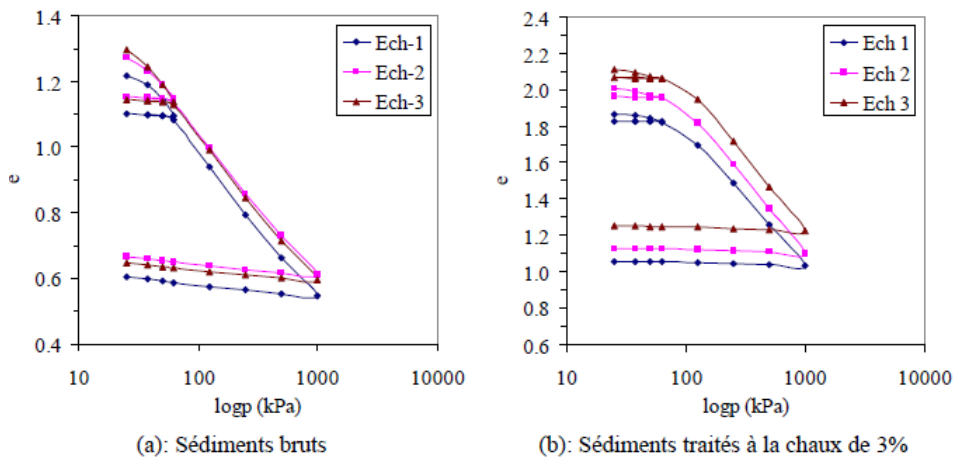


Figure III.9. Courbes de compression unidimensionnelle [Wang, 2011].

Tableau III.2. Résultats des essais de compressibilité [Wang, 2011].

| Echantillons | N° | ω initiale (%) | e_0 | σ_p (kPa) | C_v ($\times 10^{-3}$ $\frac{m^2}{s}$) | C_c | C_s |
|----------------------------|---------|-----------------------------|-------|---------------------|--|-------|-------|
| SD brut | Ech 1 | 50.7 | 1.29 | 35.2 | 4.4 | 0.19 | 0.019 |
| | Ech 2 | 52.8 | 1.35 | 37.1 | 3.5 | 0.19 | 0.021 |
| | Ech 3 | 54.2 | 1.38 | 30.1 | 3.1 | 0.19 | 0.018 |
| | Moyenne | 52.6 | 1.34 | 34.1 | 3.7 | 0.19 | 0.019 |
| SD traité à 3% de chaux | Ech 1 | 74.5 | 1.90 | 80.0 | 41.9 | 0.29 | 0.009 |
| | Ech 2 | 80.1 | 2.04 | 81.7 | 33.1 | 0.31 | 0.007 |
| | Ech 3 | 83.9 | 2.14 | 90.5 | 34.5 | 0.30 | 0.008 |
| | Moyenne | 79.5 | 2.03 | 84.1 | 36.5 | 0.30 | 0.008 |

Dans le tableau III.3, on trouve que sauf le coefficient de gonflement/de recompression tous les paramètres augmentent après le traitement à 3% de chaux. Ceci est dû à la réaction d'échange cationique, les particules des argiles s'agglomèrent les unes les autres en formant les particules plus grosses. Cela engendre de l'augmentation des vides entre les grosses particules qui pourraient augmenter la capacité de résister à la pression appliquée. Donc l'indice des vides e_0 , la teneur en eau initiale ω et la contrainte de préconsolidation σ_p peuvent être augmentés en raison de l'ajout de 3% de chaux.

Après l'ajout de la chaux, l'augmentation du coefficient de consolidation C_v est dû à l'augmentation de la perméabilité. Le coefficient de gonflement/de recompression C_s est

déterminé lorsque la pression appliquée est inférieure à la contrainte de préconsolidation σ_p pour les sédiments traités à la chaux; la pression appliquée est supérieure à la contrainte de préconsolidation pour les sédiments bruts. Donc la diminution de l'indice des vides des sédiments traités est inférieure à celle pour les sédiments bruts sous la même charge appliquée. Lors de la pression appliquée supérieure à σ_p , le tassement des sédiments traités augmente considérablement, cela est dû à la teneur en eau plus élevée.

Boubaker et al., 2006 ont étudié la compressibilité du sédiment avant et après traitement par les courbes de compressibilité qui sont représentées sur la figure III.10. En ce qui concerne le sédiment brut, on observe que celui-ci ne montre aucune contrainte de préconsolidation. Cela signifie que la contrainte de préconsolidation est plus faible que la contrainte initiale appliquée qui était d'environ 15 kPa ou qu'elle a été tout simplement effacée par le fait du remaniement. La compressibilité du sédiment paraît importante même sous des faibles contraintes. Cela peut être attribué à la quantité importante de matières organiques (9 %) qui ont tendance à former des complexes argilo-organiques, augmentant ainsi l'indice des vides et par conséquent la compressibilité [Stevenson, 1994, dans Tremblay et al.2001]. Après traitement, des pressions de préconsolidation (Figure III.10 et Tableau III.3) se sont développées dans le matériau et ont tendance à augmenter pendant les premiers jours pour atteindre 95 kPa à 3 jours, puis 300 kPa à 14 jours. Elles diminuent ensuite progressivement jusqu'à 240 kPa à 58 jours. L'apparition des pressions de préconsolidation est très probablement due à l'effet de cimentation résultant de l'ajout du liant hydraulique à savoir le ciment. Si on s'intéresse à la variation de l'indice de compressibilité C_c du sédiment traité en fonction du temps on note qu'il est de $0,41 \pm 0,03$ pour les différents âges.

Tableau III.3. Pressions de préconsolidation et indices de compression du sédiment avant traitement et pour différents âges après traitement [Boubaker Rekik, Mohamed Boutouil.2006].

| Echantillon | Age (jour) | Pression de préconsolidation (kPa) | Indice de compression C_c |
|---------------------|------------|------------------------------------|-----------------------------|
| Sédiment non traité | - | - | 0,29 |
| S3J10C | 3 | 95 | 0,41 |
| S7J10C | 7 | 286 | 0,39 |
| S14J10C | 14 | 300 | 0,41 |
| S21J10C | 21 | 228 | 0,38 |
| S28J10C | 28 | 259 | 0,44 |
| S58J10C | 58 | 240 | 0,40 |

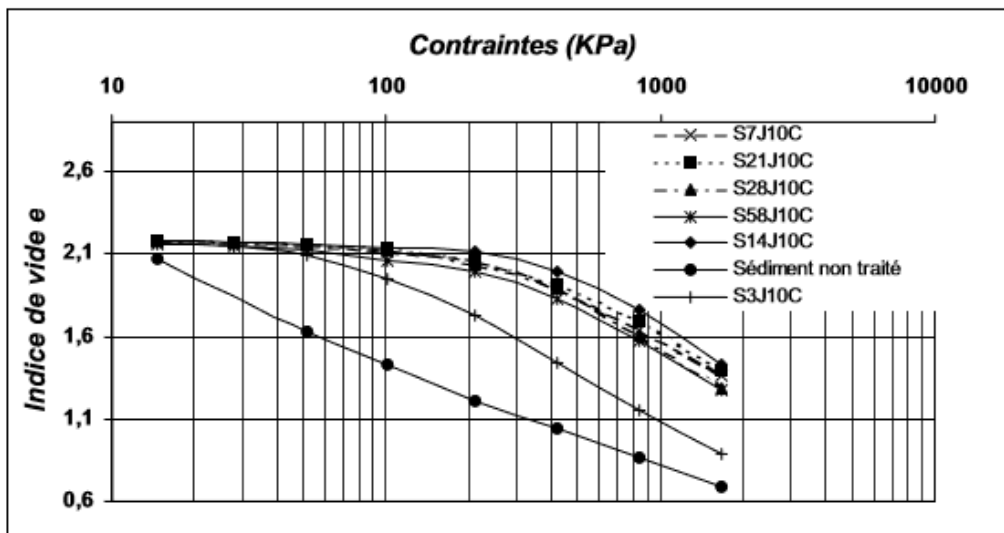


Figure III.10. Courbes de compressibilité du sédiment avant traitement et pour différents âges après traitement. [Boubaker Rekik, Mohamed Boutouil.2006].

La compressibilité du matériau traité est largement réduite et son comportement devient plus proche des sols grenus que de ceux des sols fins sous l'effet de cimentation et de diminution de l'effet de la matière organique. L'effet de l'ajout du ciment a également eu pour conséquence l'apparition d'une pression de préconsolidation dès les premiers jours de cure, la pression de préconsolidation atteint environ 250 kPa.

Mellal et al, 2010 ont réalisé des essais de compressibilité d'une marne traitée à la chaux. Les résultats présentés sur la figure III.11 montre une diminution de l'indice de compression et de l'indice de gonflement au fur et à mesure que le pourcentage de chaux augmente. On constate que le sol perd sa sensibilité au gonflement à partir de 1% de chaux.

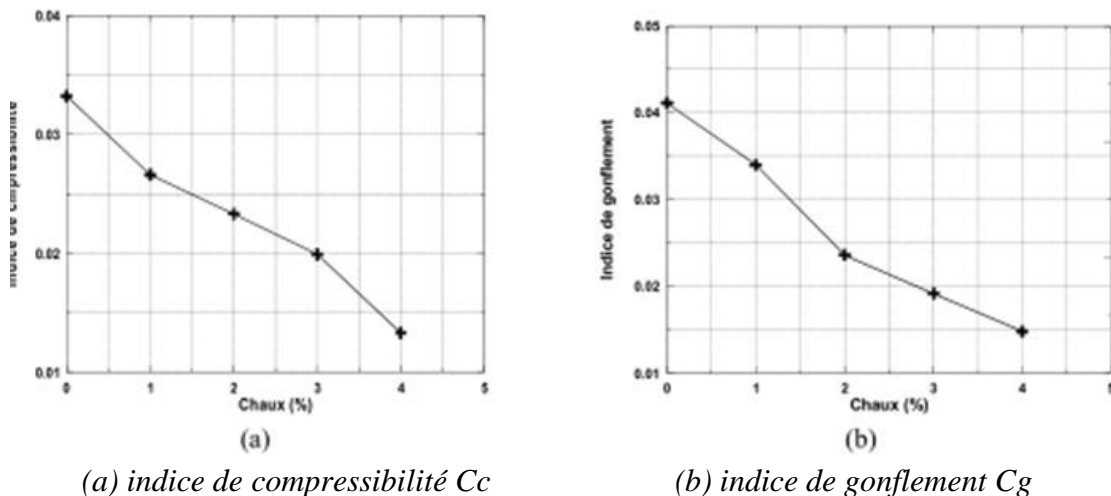


Figure III.11. Variations des paramètres de compressibilité en fonction du pourcentage en chaux additionnée [Mellal et al, 2010].

III.7.2. Temps de consolidation

Lors des essais de consolidation il n'a pas été possible d'atteindre la fin de consolidation du sédiment non traité sous des faibles contraintes après traitement. De ce fait, la détermination du temps de fin de consolidation, des coefficients de consolidation et des indices de consolidation secondaire n'a pu être effectuée que pour des incréments de charge induisant des pressions proches ou supérieures à la pression de préconsolidation. Dans ce cas on note que le comportement en compressibilité du sédiment traité est fortement modifié. Le tableau III.4 donne les rapports entre les différents paramètres de consolidation sous la plus forte contrainte appliquée (environ 1670kPa). Ces résultats ont été obtenus selon la méthode de Casagrande.

Tableau III.4. Effets du traitement sur la compressibilité du sédiment avant et après traitement [Boubaker Rekik, Mohamed Boutouil.2006].

| Echantillon | Coefficient C_v (m^2/an) | t_p (AT)/ t_p (NT) | C_{α} (AT)/ C_{α} (NT) |
|---------------------|-----------------------------------|------------------------|--------------------------------------|
| Sédiment non traité | 1,26 | 1 | 1 |
| S3J10C | 1,69 | 0,4 | 0,62 |
| S58J10C | 8,46 | 0,4 | 0,44 |

NT : Paramètre correspond au sédiment non traité, AT : Paramètre correspond au sédiment après traitement.

Pour le sédiment non traité, le temps de consolidation est important; la fin de la consolidation n'a pu être atteinte qu'après trois jours et sous la plus grande contrainte appliquée (environ 1670 kPa). Après traitement, le temps de consolidation t_p , est largement réduit pour des contraintes proches ou supérieures à la pression de préconsolidation. A titre d'exemple et à l'âge de trois jours, le temps de consolidation a été réduit de plus de la moitié. Quant au coefficient de consolidation primaire C_v , il s'est avéré faible pour le sédiment brut (environ 1,26 m^2/an), reflétant un processus de consolidation primaire lent et une faible perméabilité. 58 jours après traitement, ce coefficient augmente et atteint 8,46 m^2/an (7 fois plus grand que celui du sédiment non traité).

III.7.3. Tassement

Le tassement secondaire est un aspect important dans l'étude de la consolidation des sédiments et sols fins. Celui-ci est à l'origine de désordres rencontrés dans les constructions type remblais (tassement différentiel). Après traitement au ciment, le coefficient de consolidation secondaire C_{α} est réduit à près de 2/3 de sa valeur initiale ($C_{\alpha} = 0,0078$ pour le

sédiment non traité et une contrainte de 1670 kPa) et à moins de la moitié après 58 jours ($C\alpha = 0,0034$). Pour un sol donné, le rapport $C\alpha/Cc$ est constant. Dans le cas de notre sédiment non traité il est de 0,027. Après traitement, on constate une diminution de ce rapport au fur et à mesure de la période de cure du sédiment traité. Il est de 0,012 après 3 jours et de 0,0086 après 58 jours. Pour des sols inorganiques, le rapport $C\alpha/Cc$ diminue avec l'augmentation des tailles des grains du sol [Tao-Wei Feng et al. 2001]. Ceci met en évidence l'effet de cimentation et de floculation qu'a subi la structure du sédiment après traitement au ciment.

III.8. Perméabilité

En plus de l'augmentation de la résistance, l'ajout de la chaux ou du ciment peut aussi influencer la perméabilité des sols traités. Les facteurs qui influencent la perméabilité du sol traité sont: la teneur en eau, le temps de mûrissement, la composition du sol et la contrainte de confinement. Mais Il faut noter que les résultats d'études concernant la conductivité hydraulique (souvent noté k) des sols traités au ciment ou à la chaux sont variables et parfois contradictoires. Plusieurs chercheurs mentionnent que la conductivité hydraulique des sols diminue après le traitement au liant (ciment, chaux) [Locat et al, 1996; Al-Tabaa et al, 1997], alors que d'autres affirment que la conductivité hydraulique augmente après le traitement [McCallister et Petry, 1992-a, 1992-b; Rajasekaran, 1993]. Ainsi c'est difficile de tirer une conclusion générale sur l'effet de la chaux et/ou du ciment sur la conductivité hydraulique. Les résultats des essais de McCallister et al (1992-a, 1992-b) ont indiqué que l'ajout de la chaux réduit considérablement la perméabilité du sol et la perméabilité atteint la valeur maximale à la quantité de LMO (lime modification optimum). L'effet de la cimentation sur le comportement mécanique du sol a déjà été exposé: la cimentation fait croître les pores pour les transports de l'eau, ainsi la perméabilité augmente [Rajasekaran, 1993]. Locat et al (1996) mentionnent que la conductivité hydraulique diminue avec le temps suite au développement graduel des minéraux scellants qui cloisonnent les pores. L'étude de l'évolution de la conductivité hydraulique d'un sédiment argileux inorganique traité à la chaux montre que la conductivité hydraulique croît pour une teneur en chaux de 1% à 2%, et qu'elle diminue significativement pour la teneur en chaux de 5% à 10% [Locat et al., 1996]. Nalbantoglu et Tuncer (2001) ont vérifié que la conductivité hydraulique augmente avec l'addition de la chaux, des cendres volantes et du mélange (chaux, cendre volante). Ils ont indiqué que la prorogation du temps de la cure conduit à l'augmentation de la conductivité hydraulique. Rajasekaran et Narasimha Rao (2002-b) ont également exploré l'effet de la chaux sur la caractéristique de perméabilité, et remarqué que la perméabilité des sols non traités est plus

grande que les sols traités à la chaux. Chikhi, 2011 à étudié l'effet de la présence d'argile dans un mélange sable-Argile sur la perméabilité. La perméabilité est une caractéristique qui régit le comportement des sols argileux au compactage à des fortes teneurs en eau [Arquie, 1973, cité par Chikhi, 2011]. Les mesures de perméabilité ont été effectuées à l'aide d'un perméamètre à charge variable intégré dans l'appareil Proctor. Les résultats obtenus indiquent que le coefficient de perméabilité k subit une diminution avec l'accroissement du taux d'argile. La figure III.12 montre l'évolution de la perméabilité des mélanges. Cela signifie que la présence des particules d'argiles dans les mélanges est reliée entre les grains de sable. Ces résultats sont en bon accord avec ceux trouvés par Vachaud et al., 1974.

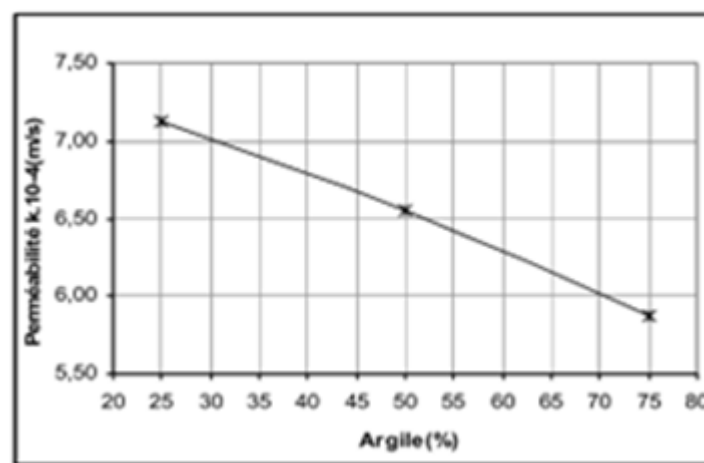


Figure III.12. Evolution de la perméabilité des mélanges [Chikhi, 2011].

III.8.1. Effet du traitement sur la perméabilité

La perméabilité d'un sol argileux est liée principalement à la structure du réseaporeux dans les sols (la porosité effective). Dans le cas des sols argileux, la présence des particules fines induit des micro-pores et une perméabilité faible. Avec le traitement, le réseau poreux est modifié à l'issue des différentes actions de la chaux à court terme et à long terme.

Le traitement à la chaux réduit l'épaisseur de la couche d'eau adsorbée des argiles à l'issue d'échange cationique et provoque la floculation. Cela modifie l'organisation des feuillettes et la taille des particules par la formation d'agrégats, et forme une structure plus ouverte. Le changement de la structure permet d'augmenter la perméabilité à court terme.

Cette amélioration de la perméabilité est maximale avec l'ajout d'une quantité optimale en chaux à court terme «LMO» [Wild et al : 1987, McCalister et Petry : 1992, Locat et al :

1996, Nalbantoglu et Tuncer : 2001, Khattab : 2002, Rajasekaran et Rao : 2002, Cassia et al : 2004, Osinubi et al : 2006]. L'excès de chaux à court terme comble les pores et réduit en conséquence la perméabilité [Wild et al : 1987, Khattab : 2002, Cassia et al : 2004, Osinubi et al : 2006]. Toutefois, cette modification de la perméabilité dépend de la quantité et de la nature des minéraux argileux constituant le sol traité.

Avec la progression de la réaction pouzzolanique dans le temps et la formation progressive des nouveaux hydrates, le réseau poreux est modifié. En effet, avec les liaisons créées grâce aux hydrates (cimentation) et le comblement (total ou partiel) de certains pores, la porosité effective du sol traité et la perméabilité diminuent [Wild et al : 1987, Locat et al, 1996, Khattab, 2002]. Cependant, certains auteurs ont constaté que la perméabilité augmente légèrement ou reste constante après une période allant jusqu'à 24 semaines lorsque la maturation est à 20°C [Wild et al, 1987, Nalbantoglu et Tuncer : 2001, Rajasekaran et Rao, 2002]. Ceci est dû à la floculation et à une très faible formation de minéraux de cimentation (nouveaux hydrates). Cependant, Arabi et Wild, 1987 ont montré que la perméabilité diminue plus fortement avec l'augmentation de la température de maturation de 50°C à 75°C.

Les résultats de Khattab (2002) ainsi que ceux de Rajasekaran et Rao (2002) (Figures III.13 et III.14) traduisent les variations de la perméabilité dans les sols traités. Nalbantoglu et Tuncer (2001) ont obtenu des données inverses par rapport à ce que beaucoup de chercheurs relatent dans la littérature : des perméabilités qui augmentent avec la maturation des sols traités à la chaux (figure III.15). Ce comportement est attribué à un assemblage de grands agrégats avec une porosité importante issue de la floculation et peu affectée par les nouveaux hydrates formés.

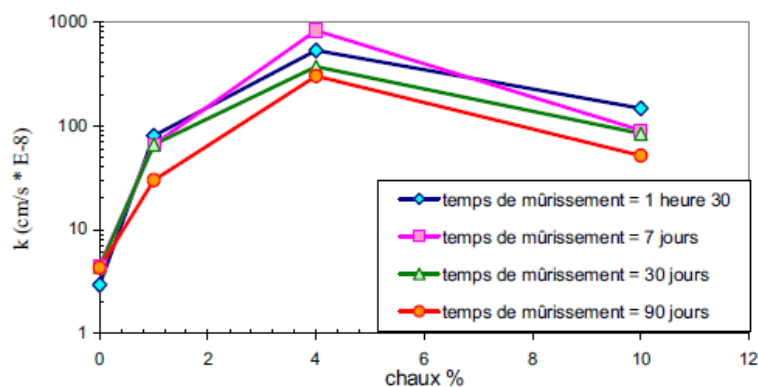


Figure III.13. Evolution de la perméabilité d'un sol argileux plastique avec la chaux pour différents temps de maturation. [Khattab, 2002].

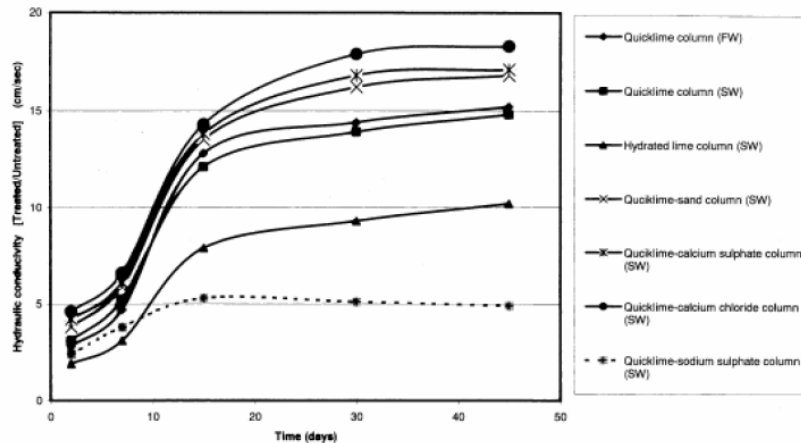


Figure III.14. Evolution de la perméabilité avec l'augmentation du temps de maturation d'une argile marine traitée par des colonnes de la chaux avec différents additifs (échantillons prélevés à distance radiale de 100mm à la colonne). [Rajasekaran et Rao 2002].

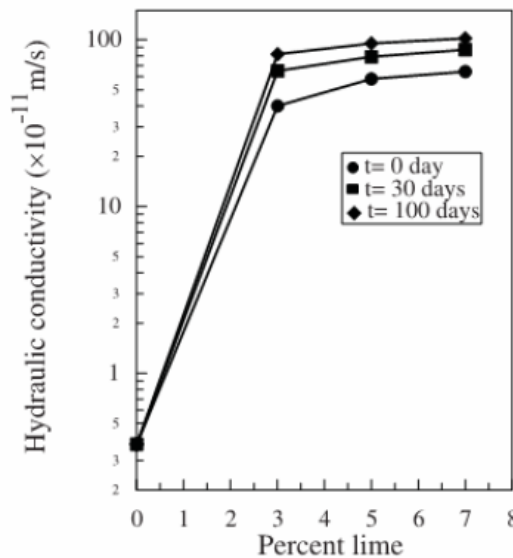


Figure III.15. Evolution de la perméabilité d'un sol argileux de Chypre traité avec la chaux pour différents temps de maturation. [Nalbantoglu et Tuncer (2001)].

III.8.2. Porosité et perméabilité d'un sol traité

Après traitement et compactage à l'optimum Proctor normal (OPN) d'un sol fin, la taille et le nombre des pores micrométriques diminuent, le volume poreux total est réduit, les agrégats d'argiles sont plus petits, plus nombreux, plus arrondis, formant un assemblage plus compact et plus résistant [Khattab 2002 ; Cabane 2004 ; Le Runigo 2008].

Le tableau III.5 regroupe les résultats obtenus lors de quatre études expérimentales sur l'évolution de la répartition dimensionnelle des pores dans des sols traités à la

chauxcompactés à l’OPN. Cabane [2004], Bin et al. [2007], Cuisinier et al. [2008] et Le Runigo [2008] montrent que, globalement, la contraction des agrégats de sol entraîne la disparition des pores supérieurs à 1000nm, la diminution du nombre de pores compris entre 100 et 1000nm, l’apparition d’une classe à 50nm et entraîne une diminution du nombre de pores inférieurs à 3nm. Entre 7 et 25 jours, le nombre de pores compris entre 10 et 100nm augmente.

Le Runigo [2008] apporte des précisions quant aux variations induites par une modification des paramètres de compactage. Un compactage du côté humide (+ w) augmente la proportion de pores de 50 et 400nm. L’augmentation de l’énergie de compactage (+ γ) à la teneur optimale n’affecte pas la distribution des pores inférieurs à 1000nm et n’a que peu d’effet sur les pores supérieurs à 1000nm. Ces derniers sont associés à la macrostructure à l’origine du contrôle de la perméabilité des sols.

Tableau III.5. Ordre de grandeur de la taille des pores dans un sol fin compacté après traitement à la chaux [Cabane [2004], Bin et al. [2007], Cuisinier et al. [2008] et Le Runigo [2008]].

| Référence | Matériau | Compacité | Age de cure (j) | Taille des pores (nm) | | |
|--|--------------------------------|------------------------------------|--------------------------------|----------------------------|---------------------|--------------------------------|
| | | | | 1-10nm | 100-1000nm | >1000nm |
| Cabane [2004] | sol + CaO | OPN | non précisé | pas d’effet relevé | diminution 100-1000 | disparition des pores > 1000nm |
| Bin et al. [2007] Cuisinier et al. [2008] | sol + CaO | OPN | non précisé | diminution des pores < 3nm | augmentation 50 | 10-3000 |
| Le Runigo [2008] | sol | OPN | après compactage | pas d’effet relevé | 400 | 2000 |
| | Limon de Jossigny + 3%CaO | OPN | immédiatement après traitement | | apparition 50 | disparition des pores > 2000nm |
| | | | entre 7 et 25 jours | | augmentation 10-100 | diminution des pores > 1000nm |
| | | + w | immédiatement après traitement | | augmentation 50-400 | pas d’effet relevé |
| + ϵ | immédiatement après traitement | pas d’effet sur les pores < 1000nm | pas d’effet relevé | | | |

La figure III.16 récapitule les différents résultats de perméabilité du limon de Jossigny obtenus par Le Runigo [2008] en fonction du dosage en chaux (0, 1 et 3%) et des conditions de compactage (optimum Proctor normal OMC-NE, sous-compacté OMC-LE, compacté du côté humide WMC-NE).

Cette synthèse montre que de faibles variations de perméabilité sont observées en fonction du dosage en chaux. En effet, les incertitudes de mesures ne permettant pas d’avancer une diminution de perméabilité avec l’augmentation du dosage. Le traitement n’affecte pas

demanière significative la macrostructure du limon. L'auteur précise que l'utilisation d'undosage élevé en liant permet cependant de s'affranchir de la variabilité significative deperméabilité et d'augmenter les performances mécaniques.

Toujours à partir de la figure III.16, il est possible de voir que, quel que soit le dosage en liantconsidéré, la perméabilité diminue avec l'augmentation de l'énergie de compactage (de LE à NE) et de la teneur en eau de compactage (de OMC à WMC). La microstructure est alors plushomogène et la macroporosité plus fermée.

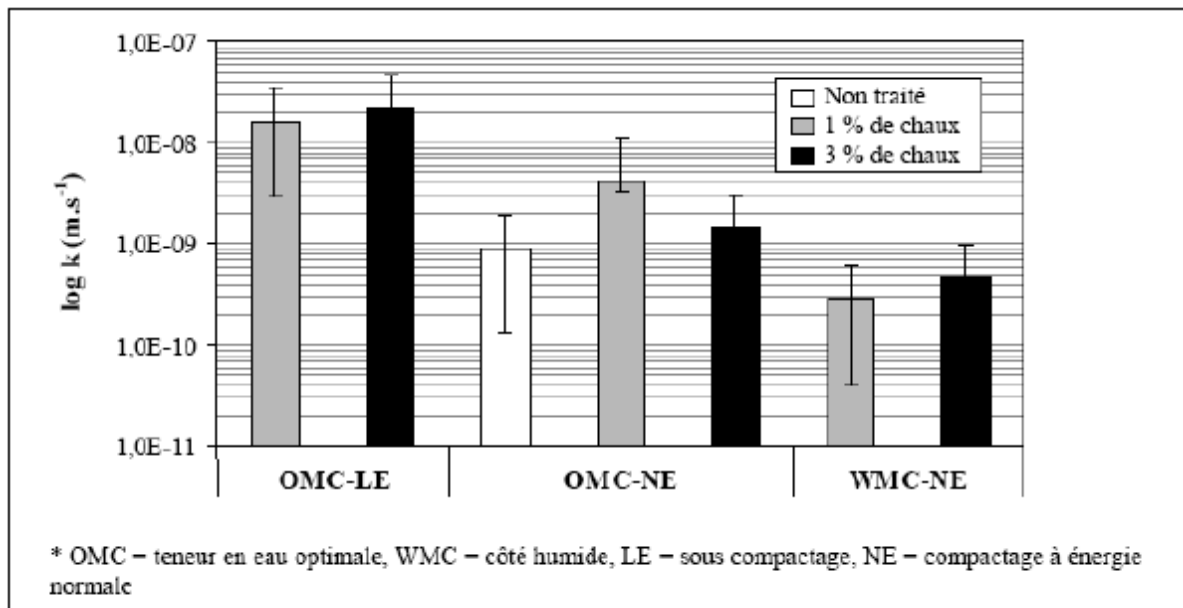


Figure III.16. Influence du dosage en chaux et des conditions de compactage sur la perméabilité d'un limon après 25 jours de cure normale [Le Runigo 2008].

Consoli et al. [2009] avancent une diminution de perméabilité du sol traité à la chaux et auliant hydraulique. S'ils reconnaissent une moins bonne aptitude au compactage du sol aprèstraitements, au travers d'une diminution progressive de la masse volumique sèche optimale γ_{dOPN} , il s'avère que la formation de produits cimentaires bloque la circulation de l'eau. Laperméabilité diminue ainsi avec le dosage en liant et le temps de cure.

III.8.3. Immersion

Le tableau III.6 regroupe les informations de Le Runigo [2008] sur l'évolution de la porosité du limon de Jossigny traité à 1 et 3 % de chaux, compacté à l'OPN, sous différentes sollicitationshydriques.

Le Runigo [2008] observe que, pour un traitement à 1% de chaux, la porosité du limon est marquée par 2 familles de pores centrées sur 20 et 80nm. 7 jours d'immersion ouvrent la porosité, augmentant le nombre de pores quelle que soit leur taille. Pour un traitement à 3% de chaux, l'immersion provoque une augmentation du nombre de pores de 800nm sans affecter la microporosité.

En parallèle de ces essais, Le Runigo [2008] effectue des essais de performances mécaniques. Des durées d'immersion supérieures à 7 jours peuvent être pénalisantes en terme de résistance à la compression simple : pour le limon traité à 1% de chaux, une immersion de 25, 50 et 120 jours induit une perte de résistance à la compression simple de 31, 37 et 44%. Avec 3% de chaux, la baisse de performance est limitée à 35% après 120 jours d'immersion.

Tableau III.6. Evolution de la taille des pores dans un sol fin traité soumis à une sollicitation hydrique [Le Runigo 2008].

| Matériau | Compacité | Age de cure (j) | Taille des pores (nm) |
|----------------------------|-----------|------------------|---|
| Limon de Jossigny + 1% CaO | OPN | 25j | 10 à 100nm, centrée sur 20 et 80nm |
| | | + 7j d'immersion | augmentation du nombre de pores (quelle que soit la taille) |
| | | + percolation | diminution du nombre de pores compris entre 10 et 100nm ; augmentation d'une classe > 1000nm |
| Limon de Jossigny + 3% CaO | OPN | 25j | 10 à 100nm |
| | | + 7j d'immersion | pas d'effet sur le nombre de pores compris entre 10 et 100nm ; augmentation d'une classe > 1000nm |
| | | + percolation | augmentation du nombre de pores compris entre 10 et 100nm ; diminution > 1000nm |

Le Borgne [2009] observe que les baisses de résistance à la compression simple du limon du Val d'Europe traité à 1,5% de chaux et 6% de ciment CEMII sont plus marquées lors d'une immersion à 20°C que lors d'une immersion à 40°C quel que soit le temps de cure avant immersion.

III.8.4. Percolation

Toujours selon le tableau III.7, avec 1% de chaux, la percolation diminue la microporosité et augmente légèrement la macroporosité. Avec 3%, la percolation provoque une fermeture de la macroporosité en faveur d'une augmentation des micropores compris entre 10 et 100nm.

Pour un traitement à 3% de chaux, une circulation d'eau pendant 200 jours n'affecte pas la résistance à la compression simple. Une dégradation des performances mécaniques du matériau est observée après 320 jours. Ainsi une circulation d'eau n'est pas nécessairement plus pénalisante qu'un contact prolongé.

Du point de vue des résistances au cisaillement, un traitement à 1% de chaux n'est passifisant pour maintenir les performances du limon traité acquises après 25 jours de cure normale soumis à une circulation d'eau durant 150 jours : les paramètres de cisaillement (c ; ϕ) du limon traité sont (60kPa ; 32°) avant percolation et (20kPa ; 27°) après. Un traitement à 3% de chaux va permettre de stabiliser les paramètres de cisaillement à (74kPa ; 33°) après une sollicitation hydrique de 200 jours, ce qui est en accord avec les résultats de résistance à la compression simple [Cuisinier 2008 ; Le Runigo 2008].

L'ampleur des pertes de performances mécaniques liées à une circulation d'eau à travers un sol traité semble être liée au temps de cure [De Bel et al. 2005 ; Le Borgne 2006], à la quantité de liant [Mc Callister 1990 dans Le Runigo 2008] et aux conditions de compactage (teneur en eau et énergie) [Le Runigo 2008]. Ainsi, plus ces paramètres sont faibles plus les pertes de performances mécaniques sont importantes sous sollicitation hydrique.

III.9. Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'étude de la compressibilité et de l'effet de structure sur le comportement oedométrique des matériaux.

On a sélectionné cinq sols argileux naturels afin d'étudier les réactions chaux-argiles. Les diverses familles argileuses tels que la smectite, la kaolinite et l'illite sont présentes dans les sols étudiés. L'Impersol est clairement identifié comme un sol argileux de type sodique ayant un comportement mécanique très médiocre (forte plasticité, faible résistance mécanique et très fort gonflement). Les caractérisations montrent que les compositions minéralogiques sont variées et suggèrent des réactions différentes entre les minéraux argileux des sols testés et la chaux. Il reste à déterminer le dosage optimal en liants hydrauliques (à court terme et à long terme) permettant d'améliorer le comportement des sols traités, à rechercher les nouveaux hydrates calciques générés par le traitement à la chaux ainsi que les modifications résultantes des propriétés minéralogiques.

Enfin, on remarque également que ces sols argileux ne contiennent pas (ou très peu) d'éléments perturbateurs au traitement tels que le soufre, les composés azotés, le phosphate ou encore la matière organique.

IV.1. Introduction

La résistance d'un matériau est définie comme étant sa capacité de supporter des charges sans céder à la rupture [Gillot, 1987]. Sous l'action des charges extérieures, le matériau développe une réaction interne, qui dépend de la nature de la charge appliquée. Cependant pour le cas très particulier du sol, la résistance est généralement considérée en terme de résistance au cisaillement [Gillot, 1987], parce que le phénomène de déformation et de rupture d'un sol dans le domaine plastique s'accompagne d'un réarrangement de sa texture [Vyalov, 1979]. Les particules commencent à glisser les unes par rapport aux autres, en formant ainsi des défauts de texture, qu'on peut assimiler à des fissures, ce qui conduit enfin à une rupture totale du sol suivant un plan de cisaillement bien apparent

IV.2. Critère de rupture sur chemin triaxial

Il existe plusieurs critères de rupture dont la plupart ne s'appliquent pas aux sols. Le critère de rupture le plus souvent appliqué aux sols s'appelle le critère de **Mohr- Coulomb**. Ce critère délimite deux domaines bien distincts, un domaine interne où le matériau reste stable et résistant, et un domaine externe où le matériau se met en rupture. Cette courbe est appelée « courbe intrinsèque ».

L'expression de la courbe s'écrit habituellement :

$$\tau = C + \sigma \tan(\phi) \quad (\text{IV.1})$$

Où, C représente un paramètre de résistance appelé Cohésion, ϕ est l'angle de frottement interne, σ est la contrainte normale appliquée au plan de rupture et τ est la résistance au cisaillement. Cette relation a été généralisée par **Mohr**, d'où l'appellation de la loi de **Mohr - Coulomb**. Les deux facteurs, C et ϕ sont définis comme étant les paramètres intrinsèques de la résistance au cisaillement des sols.

Ces deux paramètres dépendent de plusieurs facteurs et ont fait l'objet de nombreuses investigations qui ont permis d'apporter certaines modifications à l'équation de **Mohr-Coulomb**. Cependant la modification la plus importante résulte de l'introduction du concept de la contrainte effective de **Terzaghi (1936)** dans l'équation de la résistance de cisaillement :

$$\tau_f = C' + (\sigma - u_w) \tan(\phi') \quad (\text{IV.2})$$

Dans laquelle, C' et ϕ' représentent respectivement la cohésion effective et l'angle de frottement effectif interne et u_w la pression interstitielle à la rupture.

En mécanique des sols, le comportement des sols saturés est régi par la théorie de **Terzaghi (1926, 1948)**, qui divise la contrainte totale appliquée au sol, en une contrainte effective,

relative au squelette solide et une pression interstitielle du fluide présent entre les particules solides du sol.

$$\sigma = \sigma' + u \quad \tau = \tau' \quad (IV.3)$$

On peut aussi définir la résistance au cisaillement, en terme de contrainte totale (C , ϕ) et en terme de contrainte effective (C' , ϕ'). Ces deux formes de résistances représentent respectivement la résistance au cisaillement à court terme et la résistance au cisaillement à long terme :

$$\tau = C + \sigma \tan(\phi) \quad \tau = \tau' + \sigma' \tan(\phi') \quad (IV.4)$$

Le comportement mécanique du sol, tant en ce qui concerne les déformations que la résistance au cisaillement, est liée d'après [Terzaghi](#) aux variations des contraintes effectives et non pas à celle des contraintes totales. Au cours du cisaillement, pour le cas des sols pulvérulents (sable), à forte perméabilité, l'écoulement plus ou moins rapide de l'eau favorise la dissipation totale des pressions interstitielles, et tous les efforts sont repris par le squelette solide, qui est caractérisé par ses paramètres de résistances effectives C' et ϕ' . Par contre, pour le cas des sols cohérents (argileux) qui possèdent une faible perméabilité, les pressions interstitielles apparaissent en cours du cisaillement. Cette apparition dépend des contraintes dans lesquelles le cisaillement se produit, c'est-à-dire, de la manière dont le drainage du sol est assuré et du temps pendant lequel la consolidation peut se produire. La détermination de C' et ϕ' expérimentalement, nécessite alors la connaissance de la valeur de la pression interstitielle. L'essai triaxial de révolution standard est largement utilisé en mécanique des sols pour déterminer les caractéristiques mécaniques d'un matériau, aussi bien pour des applications géotechniques que pour caler des modèles rhéologiques. Cet essai reste depuis plusieurs décennies, l'essai de laboratoire le plus élaboré. Il permet de connaître, à tout instant, l'état des contraintes appliquées à l'échantillon y compris la variation de volume ou la pression interstitielle.

Les essais triaxiaux peuvent être réalisés à différentes pressions de confinement et dans différentes conditions de drainage. De ce fait, il n'existe pas une réponse mécanique à un essai triaxial mais une multitude de réponses selon que l'argile est sous consolidée, normalement consolidée ou sur consolidée, selon que l'échantillon est consolidé ou non après l'application du confinement et selon que l'essai est drainé ou non au cours du cisaillement. On distingue habituellement les essais suivants :

- UU : échantillon non consolidé et essai non drainé,
- CU : échantillon consolidé et essai non drainé,
- CD : échantillon consolidé et essai drainé.

La Figure IV.1 montre le changement de comportement qui est observé dans le plan de Mohr lorsque l'on passe du domaine sur consolidé au domaine normalement consolidé [Magnan, 1998] :

- Si les cercles de Mohr utilisés pour tracer la courbe intrinsèque correspondent à des éprouvettes chargées dans le domaine sur consolidé, on obtient une droite de Mohr-Coulomb de paramètres $C'_{OC} > 0$ et ϕ'_{OC} ;
- Si les éprouvettes sont chargées dans le domaine normalement consolidé, on obtient une droite de Mohr-Coulomb passant par l'origine et de paramètres $C'_{NC} = 0$ et ϕ'_{NC}

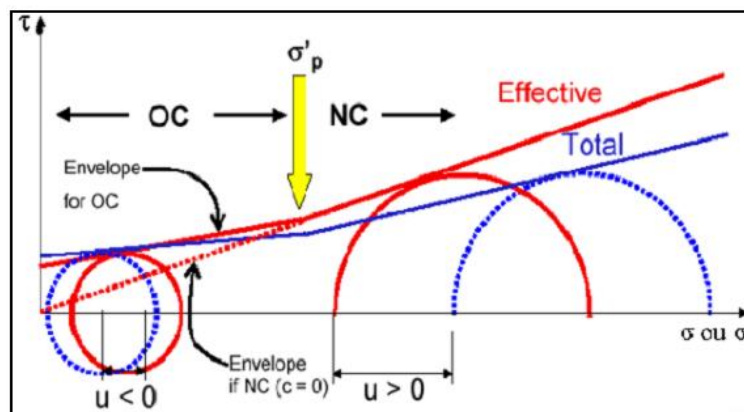


Figure IV.1. Critère de rupture dans les domaines normalement consolidé et surconsolidé [Mohr-Coulomb].

La représentation du comportement sur des chemins de contraintes est exprimée dans plusieurs plans selon les paramètres dont on souhaite suivre l'évolution. Les principaux plans sont : $q(\varepsilon_1)$, $q(p')$, $e(p)$, $e(\log p')$, $\varepsilon_v(\varepsilon_1)$, $q/p'(\varepsilon_1)$, $\sigma'_1/\sigma'_3(\varepsilon_1)$. La figure IV.2. présente les résultats obtenus par Zervoyannis (1982) sur l'argile noire. Ces essais ont été réalisés sur des échantillons anti frettés ayant un élancement de 2. Pour des OCR supérieurs à 2 et pour une contrainte de confinement donnée, la courbe contrainte-déformation présente un pic correspondant à la valeur maximale du déviateur, cette valeur est d'autant plus importante que le rapport de sur consolidation (OCR) augmente. Parallèlement, dans le plan $e(\varepsilon_1)$, après une phase de densification : contractante, on observe une augmentation de l'indice des vides : dilatance, avec la déformation axiale. Cette dilatance, est plus importante pour les OCR plus grands. Le comportement volumique du matériau OC (surconsolidé) est illustré sur les plans $e(\varepsilon_1)$, $e(p')$ et $e(\log p')$. Sur ces deux derniers plans, les points initiaux des différents essais "triaxiaux" de compression doivent être situés sur le chemin de déchargement isotrope de

pente CS à partir de la contrainte p'_{ic} ce qui est correctement vérifié pour les essais de Zervoyannis (Saïm, 1997). L'évolution de l'indice des vides de chaque essai suit d'abord la courbe de décompression isotrope CS, ce qui se traduit par une faible densification voisine de celle due au coefficient de poisson ($\nu=1/4$), puis les échantillons augmentent de volume.

Dans le plan $e(\log p')$, les points finaux de ces essais surconsolidés doivent se trouver théoriquement sur la même droite d'état critique de plasticité parfaite que les chemins normalement consolidés. En fait, en l'absence de précautions particulières, la dilatance conduit souvent à des localisations de grandes déformations qui arrêtent la dilatance en $e(\varepsilon_1)$ et $\varepsilon_v(\varepsilon_1)$ et la diminution du déviateur de contrainte $q(\varepsilon_1)$ bien visuelle également en $n(\varepsilon_1)$.

Cette situation est clairement mise en évidence, dans le plan $e(\log p')$ pour des OCR > 2, car les points finaux de ces essais se situent sur une ligne qui n'est pas parallèle à celle représentant le chemin isotrope NC. Cette ligne, plus basse et de pente plus faible que celle de plasticité parfaite, correspond donc à une ligne de discontinuité cinématique et ne peut être retenue comme représentative de l'indice des vides de plasticité parfaite.

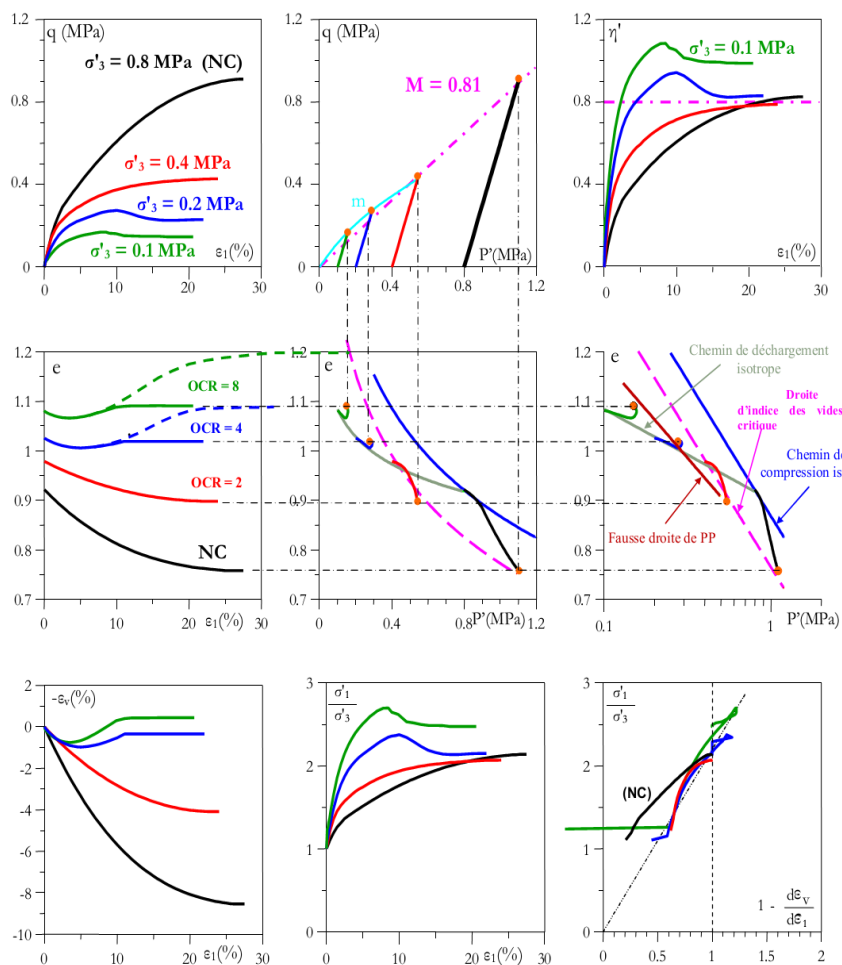


Figure IV.2. Présentation du comportement surconsolidé de l'argile noire [Zervoyannis, 1982].

Li (2000) a réalisé des essais triaxiaux CU sur l'argile de Kruikebe normalement consolidé NC (Figure IV.3) et surconsolidé (Figure IV.4). On observe sur la courbe IV.3 (a) que le déviateur des contraintes q croît depuis 0 jusqu'à atteindre un pic (pour une déformation comprise entre 5 et 10 %) puis, il décroît, en général vers un palier qui n'est toutefois pas évident sur ces courbes. La rupture de l'échantillon correspond au pic, au-delà duquel la résistance résiduelle au cisaillement du matériau est mobilisée. Durant l'essai, la pression interstitielle (courbe IV.3 (b)) augmente, ce qui est caractéristique d'un matériau contractant: le volume des vides diminuant et l'eau ne pouvant s'évacuer, elle monte en pression. Remarquons que celle-ci se stabilise à partir du moment où le pic de déviateur est atteint. Cela correspond à un état critique pour lequel il n'y a plus de variation de volume de l'échantillon.

Dans le plan $q(p')$, on observe un chemin de contraintes qui s'écarte logiquement du chemin drainé (tracé en pointillés) puisque l'essai est non drainé. Puis, on retrouve le pic du déviateur correspondant à la rupture. Au-delà du pic, pour les essais tels que la pression u est constante, q et p' décroissent selon une droite de pente 3 correspondant à la pente du chemin drainé. Ce plan permet de définir le critère de rupture, appelé généralement CSL [**Critical State Line**] et entièrement défini par la pente et l'ordonnée à l'origine.

Selon le type d'essai et l'état de l'argile, on observe ou non un pic dans l'évolution du déviateur de contraintes et, dans le plan $q(p')$, le chemin de contraintes peut suivre une droite de pente 3 (chemin drainé) ou s'écarter de cette droite (essai non drainé). En général, pour un essai non drainé sur un sol contractant, le chemin se situe à gauche du chemin drainé (Figure IV.4 (c)) tandis que pour un sol dilatant, le chemin des contraintes finit à droite du chemin drainé. L'évolution en début d'essai dépend des sols car, classiquement, un sol dilatant connaît souvent une phase contractante avant de dilater (Figure IV.4).

Pour les essais CID, on suit la réponse du matériau en "contraintes-déformations" axiales et en variations de volume. Pour les essais CIU, on s'intéresse à l'évolution du déviateur de contrainte (q) et de la pression interstitielle (u) avec la déformation axiale (ϵ). Dans tous les cas, on devrait atteindre la droite d'indice des vides critique dans le plan $e(\log p')$ parallèle aux droites de compression œdométrique et isotrope.

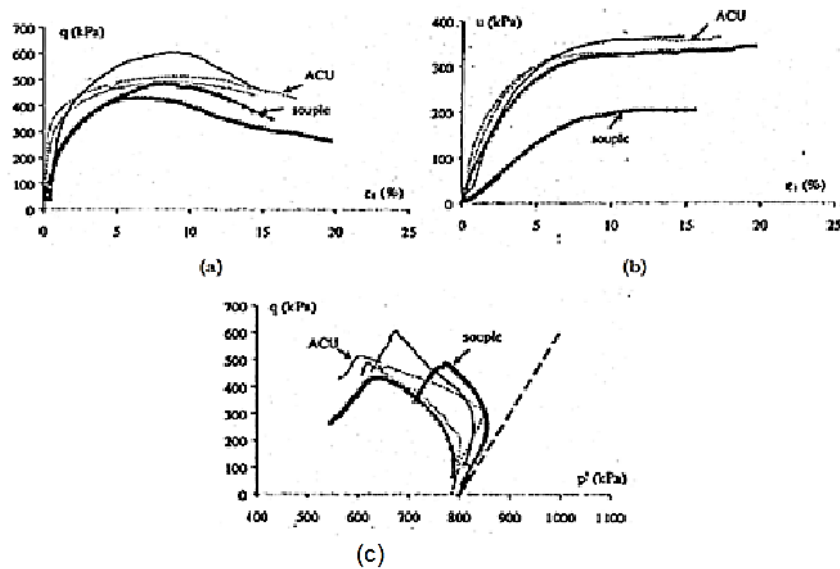


Figure IV.3. Essais triaxiaux CU réalisés sur de l'argile de Kruibeke ($\sigma_3 = 800$ kPa, argile normalement consolidée). D'après Li (2000).

a- Evolution du déviateur des contraintes en fonction de la déformation axiale.

b- Evolution de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale.

c- Evolution du déviateur de contrainte en fonction de la pression moyenne p . Le chemin drainé est tracé en pointillés. Les courbes correspondent à différents essais faits dans les mêmes conditions sur le même matériau mais dans différents laboratoires.

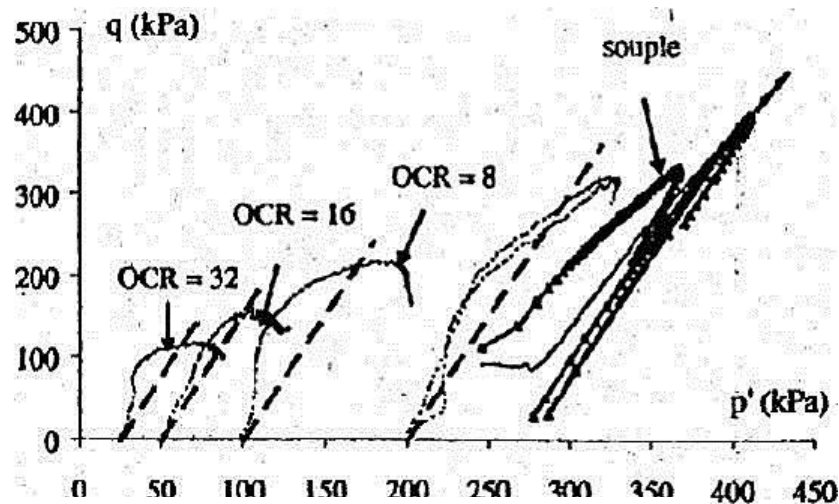


Figure IV.4. Essais triaxiaux CU réalisés sur de l'argile de Kruibeke ($\sigma_3 = 200$ kPa, argile surconsolidée à différents taux de surconsolidation OCR). Evolution du déviateur de contrainte en fonction de la pression moyenne p' . Le chemin drainé est tracé en pointillés d'après Li (2000).

Goual, (2010), a réalisé des essais triaxiaux saturés CD et CU avec mesure de la pression interstitielle sur des échantillons (80% tuf et 20 % sable calcaire) peu plastique ($w_L = 34$, $I_p = 11$) compactés à l'OPM fortement surconsolidé ($OCR > 2$). Les résultats des essais sont présentés dans la Figure IV.5. Dans le plan $[\varepsilon_1, q]$, il constate l'absence de pic de contraintes. Les courbes contrainte- déformation présentent un accroissement de la valeur maximale du déviateur en fonction de la déformation axiale, ce comportement correspond au mode de rupture des éprouvettes par poinçonnement. Dans le plan $[\log p', e]$. L'évolution de l'indice des vides de chaque essai suit d'abord la courbe de décompression isotrope C_s , dans sa phase de contractance, puis quitte celle-ci pour suivre une phase de dilatance qui l'oriente vers la droite d'état critique déduite des corrélations [Biarez et Hicher 1994].

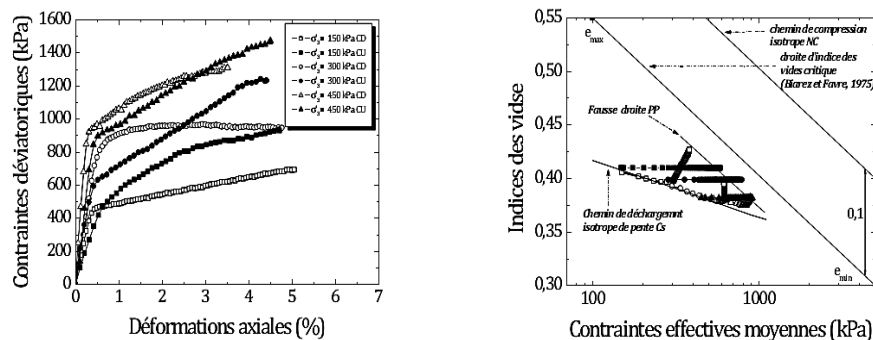


Figure IV.5. Comparaison du comportement drainé et non drainé du mélange (80% tuf et 20 % sable calcaire) compacté à l'OPM [Goual,2010].

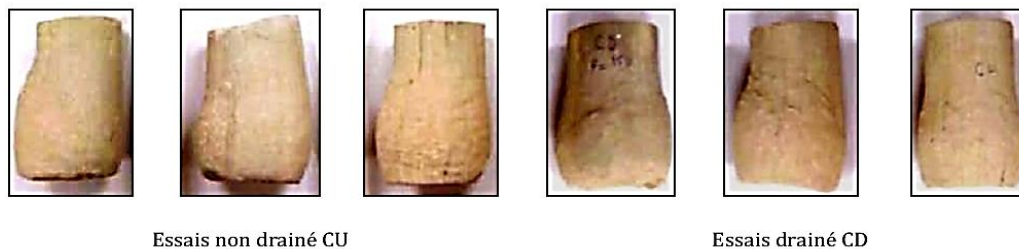


Figure IV.6. Etat des échantillons après cisaillement drainé et non drainé (80% tuf et 20 % sable calcaire) compacté à l'OPM [Goual,2010].

IV.3. Comportement de sol compacté sur chemins de cisaillement rectiligne

IV.3.1. Influence de la chaux

De nombreuses études ont été effectuées dans le but de voir l'effet de l'addition de la chaux sur la résistance au cisaillement des sols instables à traiter. Plusieurs chercheurs [Osula1991,

Gayet Schad2000, Muntohar et Hantoro 2000, Bagherpour et Choobbasti 2003, Linetal. 2007]ont montré que la stabilisation des sols instables à l'aide de la chaux provoque une augmentation de la résistance au cisaillement de ces sols traités par rapport aux sols naturels. La période de cure est un facteur important dans l'évolution de la résistance au cisaillement des échantillons traités. L'augmentation de la cohésion est attribuée à la cimentation des particules tandis que celle de l'angle de frottement est due à la floculation des mêmes particules (Figure IV.7).

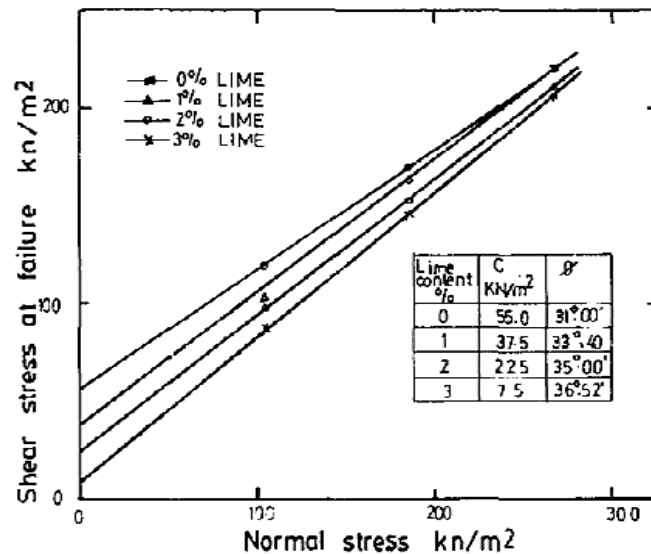


Figure IV.7. Variation des paramètres de cisaillement des sols traités à la chaux [Osula1991].

D'autres recherches ont montré que l'addition de la chaux à un sol argileux implique une modification de son angle de frottement interne et sa résistance au cisaillement, il est remarqué une augmentation de ces paramètres avec l'augmentation du pourcentage en chaux additionnée [Deneele (2008)].

L'influence des fibres sur les paramètres de cisaillement (cohésion et angle de frottement) des mélanges traités à la chaux (figures IV.8, IV.9), à montré que l'augmentation du pourcentage en fibre et en chaux augmente ces paramètres jusqu'à un seuil de chaux de 5% [Yi et al (2006)].

La cohésion, pour 2 % de chaux et à 7 jours représente 2 fois celle de la marne non traitée avec une valeur de 0.34 MPa. La cohésion atteint sa valeur maximale de 0.49 MPa à un pourcentage de chaux de 4% donc 3.5 fois celui de l'état naturel [Mellal, 2010].

L'angle de frottement interne augmente avec l'accroissement du pourcentage en chaux traduit par la diminution des particules argileuses et la présence de particules non argileuses génératrices de frottement [Mellal 2010].

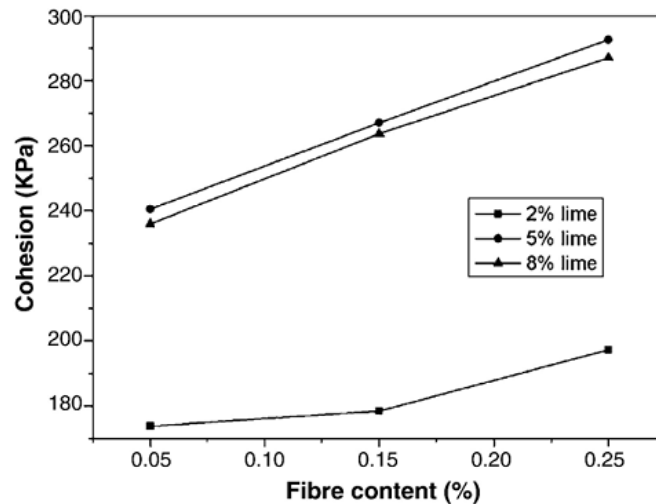


Figure IV.8. Effet de continu en fibre sur la cohésion des mélanges traités à la chaux après 28 jours [Yi et al (2006)].

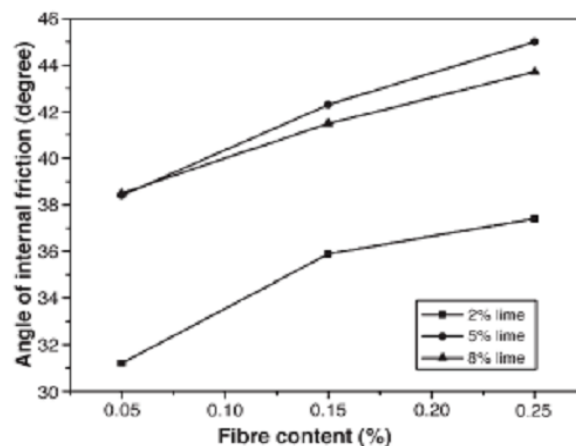


Figure IV.9. Effet de continu en fibre sur l'angle de frottement des mélanges traités à la chaux après 28 jours [Yi et al (2006)].

Enfin les résultats obtenus par Muntohar et Hantoro (2000) montrent que pour un dosage en chaux de 10% l'angle de frottement est environ 1,7 fois celui du sol non traité. De même la cohésion est 1,3 fois celle du sol non traité.

IV.3.2. Influence du ciment

Gayet Schad (2000) ont montré que les caractéristiques de cisaillement d'un sol instable traité avec différentes teneurs en ciment ont été améliorées d'une façon remarquable et ceci pour différentes périodes de cure (Fig.IV.10). Ainsi pour une teneur en ciment de 8% et une

période de cure de 28 jours, l'angle de frottement interne du sol traité est environ 5 fois celui du sol instable non traité. Ceci traduit bien la stabilité requise après l'amélioration par le ciment du sol instable. Le même comportement est observé pour la cohésion qui représente 7,5 fois celle du sol non traité.

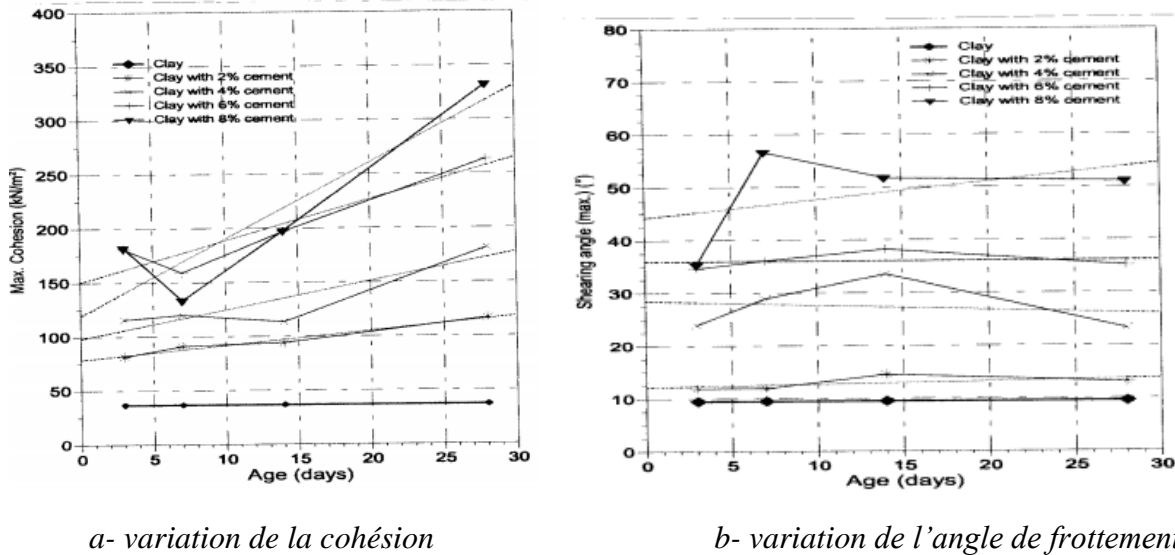
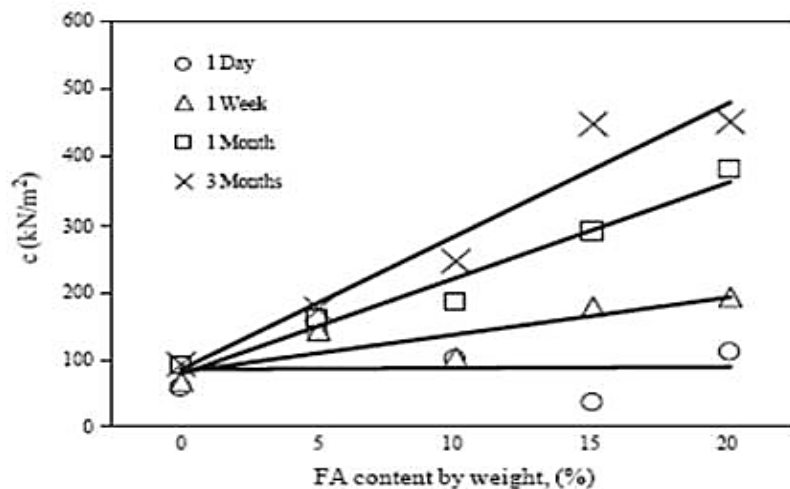


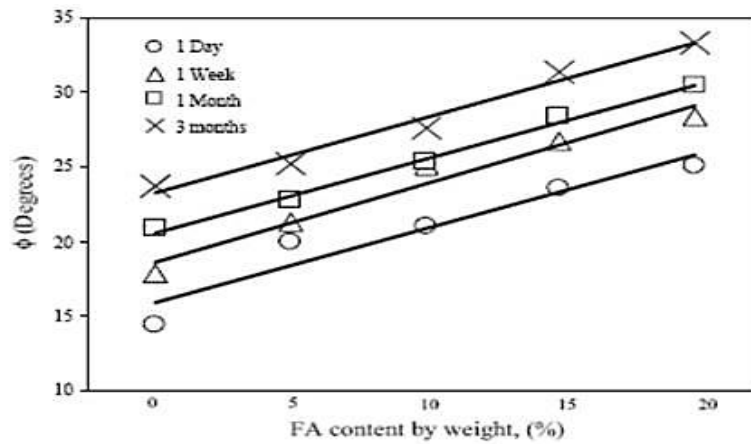
Figure IV.10. Effet du ciment sur les caractéristiques de cisaillement [Gayand Schad 2000].

IV.3.3. Influence des ajouts cimentaires

Sezer et al.(2006) ont montré que les caractéristiques de cisaillement du sol instable traité avec des cendres volantes présentent une grande amélioration prouvant ainsi l'efficacité du traitement aux cendres volantes (Figure IV.11). Ainsi pour une teneur en cendres volantes de 20% et une période de cure de 28 jours, la cohésion est environ 3,8 fois celle du sol non traité. De même, l'angle de frottement interne est environ 0,5 fois celui du sol non traité.



a- Variation de la cohésion



b-Variation de l'angle de frottement interne

Figure IV.11. Variation des caractéristiques de cisaillement [Sezer et al. 2006].

D'autre part et selon les travaux de Senol et al.(2006), on remarque que pour les sols A et B il ya une nette amélioration de la cohésion et de l'angle de frottement interne pour une teneur en cendre volante de 46%, tandis que pour le sol C le comportement inverse est observé pour la cohésion (Tableau IV.1).

Tableau IV.1. Effet des cendres volantes sur les caractéristiques de cisaillement [Senol et al. 2006].

| N° Sol | Cendres volantes (%) | Cohésion (Kg/cm ²) | | | Angle de frottement interne (°) | | |
|--------|----------------------|--------------------------------|-------|-------|---------------------------------|--------|--------|
| | | Sol A | Sol B | Sol C | Sol A | Sol B | Sol C |
| 1 | 0 | 0.250 | 0.185 | 0.530 | 30°15' | 25°32' | 17°10' |
| 2 | 9.0 | 0.250 | 0.280 | 0.523 | 31°36' | 24°13' | 20°26' |
| 3 | 20.0 | 0.270 | 0.300 | 0.475 | 33°1' | 25°12' | 21°58' |
| 4 | 28.5 | 0.310 | 0.300 | 0.500 | 35°56' | 28°18' | 23°15' |
| 5 | 35.5 | 0.340 | 0.330 | 0.480 | 34°12' | 29°38' | 26°17' |
| 6 | 41.2 | 0.370 | 0.370 | 0.440 | 32°6' | 29°53' | 27°22' |
| 7 | 46.0 | 0.395 | 0.380 | 0.395 | 28°38' | 30°38' | 27°56' |
| 8 | 100.0 | - | 0.150 | - | - | 29°21' | - |

Linnet al.(2007) ont étudié l'effet de l'addition de la chaux combinée à la cendre de vase calcinée sur la résistance au cisaillement des échantillons du sol traités pour différentes périodes de cure. Une amélioration notable des paramètres de cisaillement est observée (Figure. IV.12).

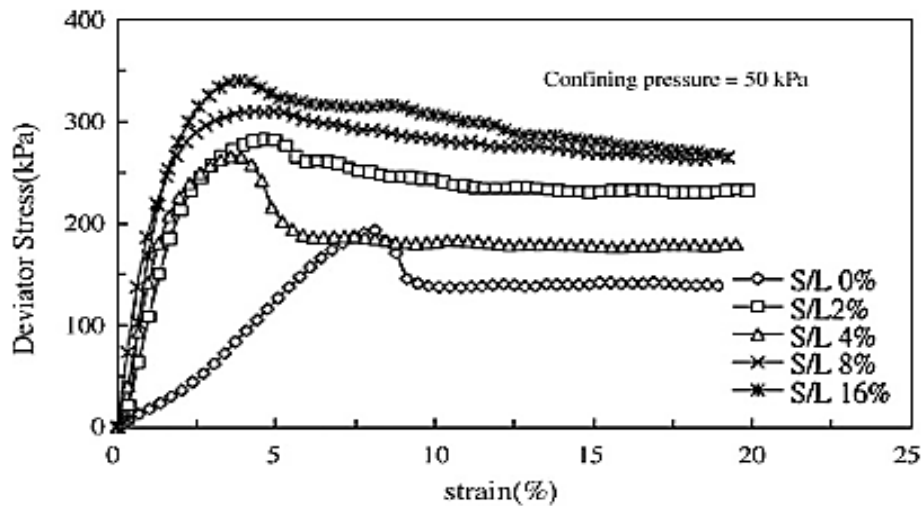


Figure IV.12. Variation du déviateur en fonction des déformations pour des mélanges sol-chaux-cendre de vase calcinée [Lin et al., 2007].

IV.3.4. Influence de la combinaison des ajouts minéraux

Harichane (2011) a traité deux types de sol argileux (gris et rouge) avec la chaux, la pouzzolane et la combinaison entre eux pour un test UU (non consolidé et non drainé) en utilisant deux pressions de confinement (25 KPa et 50 KPa).

Il a trouvé que quand la contrainte atteint sa valeur maximale, la déformation était entre 9% et 12%. Cependant le comportement de la résistance au cisaillement du sol été similaire à un matériau fragile. De plus les échantillons traités avec la pouzzolane seule ont un comportement quasi similaire du sol non traité, et l'effet de la pouzzolane a été marginal sur la résistance de cisaillement pour les deux types de sol. La valeur maximale de la résistance au cisaillement a été observée avec les échantillons traités avec la combinaison chaux-pouzzolane.

Les mêmes observations ont été constatées pour les échantillons traités avec une pression de confinement de 50 Kpa. La résistance au cisaillement a été plus élevée dans le sol rouge que le sol gris. Mekerta et al.(2009) ont étudié l'effet de l'ajout de la chaux et ciment sur les paramètres de cisaillement à la boîte rectiligne de Casagrande, les résultats sont présentées dans les tableaux (VI.2) et (IV.3).

Tableau IV.2. Paramètres de résistance au cisaillement des mélanges vase-chaux [Mekerta et al.(2009)].

| Mélange | vase+ 0% chaux | vase+ 2% chaux | vase+ 4% chaux | vase + 6%chaux | vase+ 8% chaux |
|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| C (Kpa) | 145 | 154 | 171,67 | 214,33 | 203,33 |
| φ (degré) | 22,05 | 34,21 | 36,87 | 35,18 | 30,33 |

Tableau IV.3. Paramètres de résistance au cisaillement des mélanges vase-ciment [Mekerta et al.(2009)].

| | vase+ 0%ciment | vase+ 2% ciment | vase+ 4% ciment | vase+ 6%ciment | vase+ 8% ciment |
|-------------------|-------------------|--------------------|--------------------|-------------------|--------------------|
| C (Kpa) | 145 | 221 | 93,33 | 156 | 132 |
| φ (degré) | 22,05 | 27,70 | 29,03 | 8,53 | 28,37 |

D'après les résultats obtenus dans les tableaux ci-dessus, il a conclu que les mélanges vase-chaux montrent une augmentation de la cohésion en fonction du pourcentage de chaux, avec un optimum de la cohésion de 214,33 kPa pour 6% de chaux. Il a remarqué les mêmes observations pour l'angle de frottement interne, avec un optimum de 29° pour un pourcentage de ciment 4%. En outre les valeurs de la cohésion et l'angle de frottement interne ne sont pas proportionnels à la quantité de ciment ajoutée, le comportement du nouveau matériau est influencé par les réactions chimiques internes entre les différents minéraux. Ce pendant, une quantité de ciment de 2% améliore nettement la cohésion (221kPa) et l'angle de frottement interne (27,70 degré).

IV.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons discuté le recyclage des matériaux dans une certaine mesure pour soulager la pression liée à la pénurie de matériaux de construction. On doit noter que, quelques soient les voies de valorisation, le traitement des matériaux médiocres est obligatoire et doit satisfaire aux exigences environnementales, économiques et techniques. Ces dernières années, l'exigence environnementale devient de plus en plus importante.

Les essais se sont réalisés sur la base des échantillons des matériaux médiocre bruts et traités aux liants hydrauliques préparés par la méthode de préconsolidaton.

Tous les échantillons sont préparés par l'oedomètre ou le consolidomètre. Les tassements ont été suivis à l'aide des capteurs de déformation afin de déterminer les indices des vides initiaux et finaux. On a prouvé que les échantillons préparés sont en général homogènes selon la variation de la teneur en eau en fonction de la profondeur d'échantillon.

Cette étude est consacrée aux matériaux qui ne répondent pas aux normes requises et traités aux liants hydrauliques, et leurs caractéristiques ont pu être déterminées selon l'essai de cisaillement à la boîte.

V.1. Introduction

Les propriétés de retrait-gonflement des sols argileux sont liées à leurs propriétés mécaniques et hydrauliques qui sont contrôlées à la fois par leur minéralogie, les interactions eau-argile et l'arrangement microstructural. L'étude de la minéralogie et de la microstructure des sols argileux est donc primordiale. Outre ces deux propriétés intrinsèques du sol, la minéralogie et la microstructure, les paramètres géotechniques et hydriques peuvent également permettre de caractériser le gonflement des sols qui sont sensibles à ce phénomène. En fait, ces paramètres permettent de donner une estimation qualitative de leur potentiel de retrait-gonflement. Les caractérisations géotechniques et hydriques sont donc également nécessaires à réaliser pour ce type de sol.

V.2. Caractérisation minéralogique

V.2.1. Minéralogie des sols

Les sols sont constitués de particules de minéraux sous une forme stable ou en décomposition. Les différents minéraux des sols sont le quartz ; les argiles, les feldspaths ; les micas ; les carbonates (calcite ou dolomite) ; les oxydes et les hydroxydes métalliques.

Les minéraux peuvent être sous forme de grains polygonaux, de lamelles (les argiles, agrégats). Les propriétés dépendent dans une certaine mesure de l'assemblage de ses minéraux (cohésion) ou microstructure. Les minéraux silicatés représentent 95% des constituants de l'écorce terrestre [Pomerol et al ., 1995]:

- Le quartz est une forme instable de la silice SiO_2 qui est très faiblement soluble.
- Les feldspaths
- Les micas de la famille des phyllosilicates (sensibles à l'altération).
- Les oxydes et les hydroxydes métalliques.

Les argiles du sol ont pour origine la transformation biochimique ou géochimique des minéraux primaires qui, eux-mêmes, proviennent de la fragmentation des roches-mères [Duchaufour,1977]. Cette fraction fait partie de ce que l'on appelle communément "Le Complexe D'altération" dont elle constitue la composante essentielle.

Le terme d'argile est générique il regroupe des minéraux chimiquement et physiquement différents. Dans un sol, une argile peut avoir deux origines : détritique (transportée) ou chimique (diagénétique = cristallisée « sur place » ou d'altération d'une formation existante). Si elle a une origine chimique, le gisement est homogène tant que la chimie du site est

homogène et que les réactions de cristallisation et/ou d'altération sont identiques. Deux grands modes d'altération (Millot et al., 1976) existent :

- L'altération superficielle liée à l'infiltration des eaux de surface affectant tout le massif et dont l'ampleur est en relation directe avec la proximité de la surface.
- L'altération hydrothermale, liée à la circulation de fluides (liquides ou gazeux), qui reste un phénomène local. Si les argiles ont une origine détritique, le gisement peut receler une hétérogénéité dans la nature de ces argiles (autant que de sites d'érosion).

La présence, la nature et la teneur en argile dans un sol donné sont donc directement liées à l'histoire géologique de la région (Chevasu, 1976). D'autres caractéristiques telles que la présence d'éléments chimiques solubles ou de matière organique ou encore la microstructure du sol découlent aussi de l'histoire géologique.

Les conditions dans lesquelles cette dégradation a eu lieu, ainsi que l'état d'avancement de cette dégradation peuvent expliquer la grande diversité des argiles (Jackson et Sherman 1953 cités par (Grunberg 1995). De par leur origine détritique et leur nature granulaire, la structure des sédiments argileux est complexe, dont l'eau tient une place prépondérante.

Les minéraux argileux sont des silicates hydratés dont 70 % de leurs masses sont des minéraux de silice et d'alumine (Mouroux et al., 19880), dont la structure est feuilletée. Selon la famille de minerai argileux considérée, les particules les plus fines peuvent être constituées d'un feuillet ou d'un assemblage de quelques feuillets, et leur taille est très faible, dont 50% des éléments sont $< 2 \mu\text{m}$ le reste étant inférieur à $5 \mu\text{m}$ (Homand et al., 2000).

Les argiles sont de la famille des phyllosilicates issus de la décomposition des micas. L'eau qui hydrate l'argile peut être sous forme d'eau adsorbée ou absorbée par capillarité ou osmose. L'argile peut être gonflante cela est lié aux propriétés électrochimiques des feuillets (elle est gonflante si il y'a un déficit en charge négative.

V.2.2. Microstructures des sols

Une distinction doit être faite entre les notions de texture et microstructure. Le terme de texture d'un sol est employé par (Itsvan, 1990) dans le sens de l'étalement de la courbe granulométrique d'un sol. Ceci revient à relier ce terme avec la notion de teneur en argile. La notion de microstructure correspond à celle de la géologie c'est-à-dire d'un arrangement mutuel des particules de minéraux qui constituent le sol.

La granulométrie du sol est l'un des paramètres les plus importants de sa caractérisation. En réalité, les grains ne sont pas indépendants les uns des autres : ils peuvent s'assembler en agrégats. Ces assemblages sont contrôlés, entre autres, par la composition minéralogique et la

présence de matières organiques. Les particules d'argiles ont une tendance naturelle à s'associer selon des géométries bien précises correspondant à un accollement par les faces ou les côtés des feuillets. Cette tendance est accentuée par la présence des acides humiques. Ensemble, ils forment alors des agglutinats atteignant une taille de l'ordre de 50 μm .

D'autres types d'assemblages existent tels que l'enrobage des grains de grandes tailles (quelques dizaines de micromètres de quartz ou de calcite par exemple) par les argiles ou des amas orientés de particules argileuses. Ce type de géométrie est souvent hérité de structures géologiques :

- d'origine sédimentaire ; les conditions de sédimentation sont diverses et se traduisent par des assemblages minéralogiques et microstructuraux distincts. Par exemple, un dépôt d'estuaire est marqué par la floculation sous forme d'agrégats de particules fines apportées par le fleuve.
 - d'origine dia génétique ; parmi les processus physico-chimiques qui ont lieu lors de la diagénèse, la compaction des matériaux favorise la multiplication des contacts entre grains. Les feuillets d'argiles s'orientent préférentiellement.
 - d'altération ; l'altération chimique se traduit par la croissance de nouveaux minéraux aux dépens d'anciens minéraux. Il peut s'agir de réarrangements dans le réseau cristallin (micas ou argiles) mais aussi de néoformation. Dans le premier cas la texture macroscopique ne change guère mais dans le deuxième cas la texture du sol/roche est entièrement modifiée.
- D'une façon générale, on doit à ces microstructures les caractéristiques naturelles telles que la densité et la cohésion des sols en place.

V.2.2.1. Microstructure des argiles

La cellule de base des minéraux argileux est appelé cristallite elle est constituée d'un feuillet (layer) et d'un inter feuillet (inter layer) appelé aussi espace inter foliaire. Chaque feuillet est lui-même formé de la superposition de deux ou trois couches (sheets) cristallisées [NF P 11-300, 1992].

L'inter feuillet est constitué de fluide (d'eau) assurant une liaison électrochimiques entre les feuillets. Il existe différents types de liaisons inter feuillets, liées notamment à des phénomènes de substitutions iso morphiques à la surface des cristallites une particule d'argile résulte de l'empilement face-à face de quelques cristallites élémentaires, elle n'est formée parfois que d'une seule cristallite.

Structure de base

V.2.2.1.1. Feuillet en tétraèdre (de silice)

Le feuillet en tétraèdre noté « T » est une combinaison d'unités tétraédriques de silice composées de quatre atomes d'oxygène aux sommets entourant un atome unique de silicium ; l'épaisseur des feuillets en tétraèdre est de 3 Å. (Figure V.1)

Chaque tétraèdre SiO₄ partage 3 sommets avec les tétraèdres voisins ; l'ensemble des sommets partagés constitue un assemblage plan hexagonal [Grim, 1959].



Figure V.1. Feuillet en tétraèdre Structure du tétraèdre SiO₄ [Grim, 1959].

V.2.2.1.2. Feuillet en octaèdre (ou d'alumine)

Le feuillet en octaèdre noté « O » est une combinaison d'unités octaédrique composées de six atomes d'oxygène ou d'hydroxyde entourant un atome d'aluminium Al³⁺, de magnésium Mg²⁺, de fer ou d'un autre élément son épaisseur est de 4 Å (Figure V.2) [Grim, 1959 et Lambe, 1953].

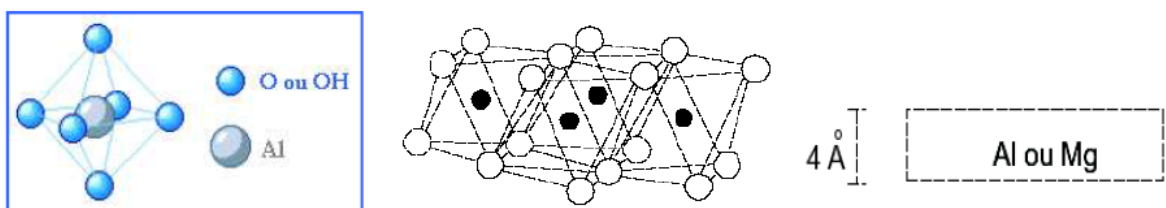


Figure V.2. Feuillet en octaèdre [Grim, 1959 et Lambe, 1953].

- **Le type de feuillet T O (1:1)** : formé d'une couche de tétraèdres T surmontée d'une couche d'octaèdres O. Son épaisseur est de 7 Å. Ces feuillets sont reliés aux autres feuillets par l'intermédiaire des liaisons labiles de type hydrogène. La propriété de cette liaison est de permettre la cohésion du cristal tout en laissant la possibilité de clivage des différents feuillets.

La kaolinite est de ce type. Sa composition chimique est $Al_2Si_2O_5(OH)_4$ [Hafsi,1953].

- **Le type de feuillet T O T (2:1)**: formé d'une couche d'octaèdre O entourée de deux couches de tétraèdre T. son épaisseur est de 10 Å. Les couches tétraédriques peuvent soit contenir des atomes de silicium et d'oxygène, soit présenter une substitution partielle des atomes de silicium par des atomes d'aluminium. Dans ce cas, les feuillets présentent un déficit en charges positives (substitution Si^{4+} par Al^{3+}). Par compensation, des cations sont introduits au sein du réseau cristallin des phyllosilicates.

Dans chacun des deux feuillets décrits précédemment, le cation peut être remplacé par un cation de taille voisine (pour tenir dans le site octaédrique ou tétraédrique), mais pas nécessairement de même valence. On parle de substitution isomorphe car les dimensions du feuillet restent quasi inchangées. Ces substitutions entraînent alors un excès de charges négatives à la surface des feuillets est une des caractéristiques fondamentales des argiles.

V.3. Principaux groupes de minéraux argileux

Les trois familles de minéraux argileux les plus connues sont : la kaolinite, l'illite et la montmorillonite.

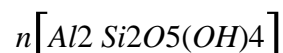
V.3.1. Kaolinite

Chaque feuillet de cette famille résulte de l'assemblage d'une couche tétraédrique SiO_4 avec une couche octaédrique $AlO_2(OH)_4$ (figure V.3).

Les couches de base successives sont maintenues par les liens d'hydrogène entre les hydroxydes du feuillet en octaèdre et les atomes d'oxygène du feuillet en tétraèdre.

Ces liaisons empêchent l'hydratation entre les feuillets élémentaires permettant un empilement relativement important de couches et la formation d'un cristal d'assez grande dimension.

L'espace inter-foliaire de cette famille est de 7.2 Å. La kaolinite est une argile stable, non-gonflante et sa structure élémentaire n'est pas affectée par la présence d'eau. Il n'y a pas de substitution dans les couches. Le feuillet est neutre La formule générale d'un feuillet de kaolinite est donnée par la formule suivante, cité par Hafsi,1993.



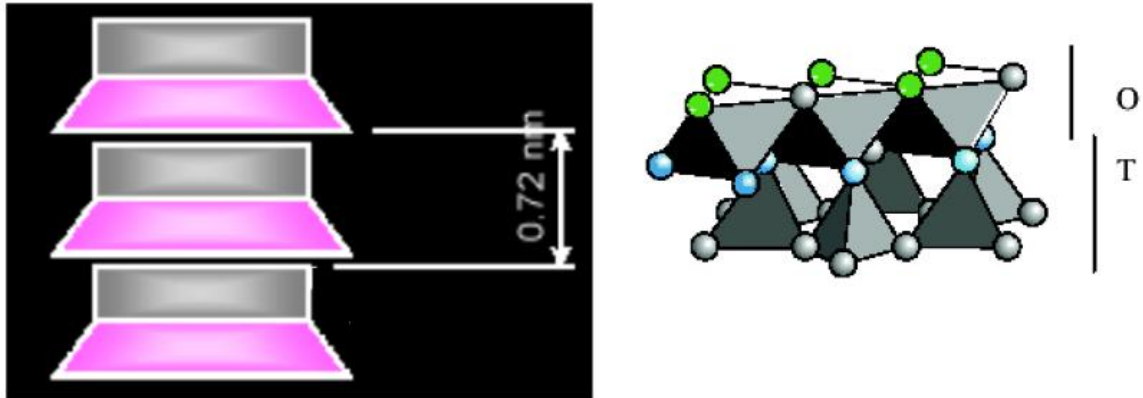


Figure V.3. Structure de la kaolinite : une couche de tétraèdres SiO_4 (T) surmontée par une couche d'octaèdres AlO_6 (O).

V.3.2. Montmorillonite (TOT)

L'épaisseur d'un feuillet est de 10\AA , il est constitué par l'association de deux couches tétraédrique de type $TO_4(OH)_2$. T pouvant être Al^{3+} , Fe^{3+} , Mg^{2+} , K^+ ,... encadrant une couche d'octaèdres AlO_6 (O). Le cation inter foliaire lie deux feuillets consécutifs (Figure V.4). Les smectites, ou montmorillonites, sont généralement calciques, plus rarement sodiques. Elles sont formées dans les sols mal drainés plutôt alcalins. Les feuillets de smectites peuvent s'intercaler régulièrement ou irrégulièrement avec d'autres feuillets argileux, souvent illitiques. L'ensemble forme des inters stratifiés.

La formule générale de la montmorillonite est la suivante, citée par [Hasfi, 1993] Les liaisons d'un feuillet à l'autre sont faibles et l'eau pénètre facilement entre les feuillets.

Pour cette raison, les ions échangeables peuvent pénétrer dans la structure et séparer les couches.

La faiblesse de ces liaisons leur confère de grandes surfaces spécifiques et de forts potentiels de gonflement. L'argile contenant un fort pourcentage de montmorillonite est l'une des argiles connues comme une argile gonflante lorsque la teneur en eau augmente, les pressions de gonflement qui en résultent peuvent facilement causer des dommages aux structures légères.

- Structure de la monmorillonite, de la smectite et de la vermiculite : deux couches de tétraèdres SiO_4 (T) encadrant une couche d'octaèdres AlO_6 (O). Le cation inter foliaire lie deux feuillets consécutifs.

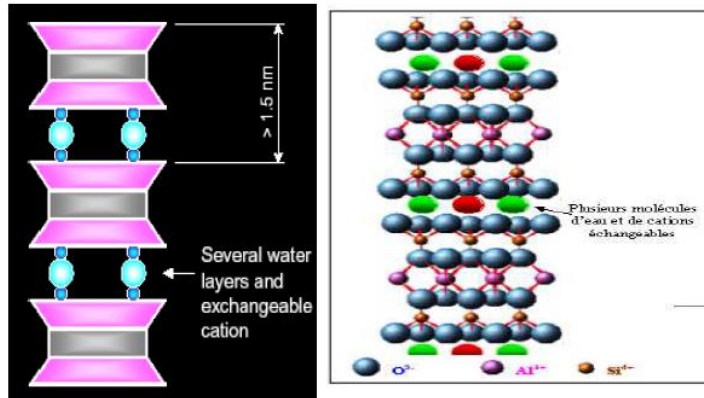


Figure V.4. Vue isométrique de la structure atomique de la montmorillonite [Grim,1959] cité par [Robert et al ., 1991].

V.3.3. L'illite TOT

La structure de l'illite est analogue à celle de la montmorillonite, mais la présence d'ions potassium K^+ dans la structure (figure V.5) [Lambe, 1953] rééquilibre et renforce la liaison entre les feuilles, rendant ainsi l'argile moins sensible aux phénomènes de retrait-gonflement.

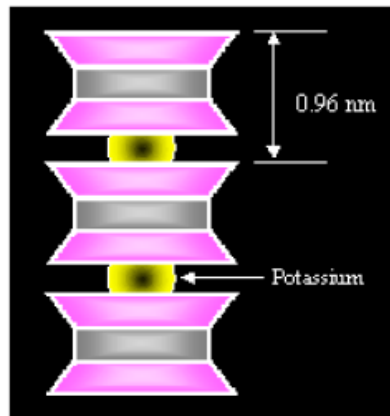


Figure V.5. Structure de l'illite [Lambe, 1953].



Figure V.6. Photographiques au microscope Electronique à balayage des argiles [Mitchellet al., 1992].

V.3.4. Les Chlorites (TOT, $d= 14 \text{ \AA}$)

L'espace inter foliaire est garni par une couche composée de Mg et OH. L'Al est remplacé localement par le Fe. Les chlorites existent en plus grands cristaux dans les roches magmatiques; elles sont également formées pendant la diagenèse des roches sédimentaires. On les retrouve en éléments détritiques dans les sols sous climat peu agressif.

V.4. La surface spécifique (A_s) et la capacité d'échange cationique (CEC)

La fine taille des argiles leur confère une surface importante par rapport au volume des particules [Morel, 1984]. La surface des argiles est supérieure à celles de minéraux de même taille mais de forme différente. Les propriétés des argiles sont essentiellement contrôlées par leur surface. La surface totale comprend la surface externe qui est comprise entre les particules argileuses et la surface interne correspondant à l'espace inter foliaire. Les minéraux fibreux sont caractérisés par une grande surface spécifique (A_s).

La capacité d'échange cationique (CEC) mesure la capacité d'une argile à échanger des cations. Elle mesure la concentration en cations non fixés dans la couche diffuse et dépend de la charge totale (c'est-à-dire la charge de surface et structurale). La CEC est fonction du pH. Elle est généralement donnée pour un pH neutre ($\text{pH}=7$). Elle est exprimée en milliéquivalent /100g (még/100g). Le Tableau V.1 donne des valeurs de surface spécifique et de CEC de quelques minéraux argileux.

Tableau V.1. Surface spécifique et CEC de quelques minéraux argileux par [Morel, 1996].

| Minéral | Surface interne (m ² /g) | Surface externe (m ² /g) | Surface totale (m ² /g) | CEC (méq / 100g) |
|-------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------------------------------------|------------------|
| Kaolinite | 0 | 10-30 | 10-30 | 5-15 |
| Illite | 20-55 | 80-120 | 100-175 | 10-40 |
| Smectites | 600-700 | 80 | 700-800 | 80-150 |
| Vermiculite | 700 | 40-70 | 760 | 100-150 |
| Chlorite | ----- | 100-175 | 100-175 | 10-40 |

Les argiles gonflantes (smectites, vermiculites et pseudo) stabilisées par la chaux ou le ciment à cause de leur forte CEC en cationique font partie des réactions primordiales dans le processus de stabilisation des sols à la chaux ou au ciment.

V.5. Méthode utilisée

La composition minéralogique des sols étudiés est déterminée par la méthode de diffraction des rayons X. Cette méthode consiste à soumettre le matériau à un rayonnement de la longueur d'onde des rayons X ($0,5 < \lambda < 2 \text{ \AA}$) (échantillon argileux orienté ou non). Lorsque le rayonnement pénètre le cristal, il y a absorption d'une partie de l'énergie et excitation des atomes avec émission de radiations dans toutes les directions. Les radiations émises par des plans atomiques en phase vont engendrer un faisceau cohérent qui pourra être détecté. Chaque minéral ou famille argileuse sera caractérisé par une distance inter-réticulaire d suivant la loi de Bragg :

$$n\lambda = 2 \sin\theta \quad [V.1]$$

où n : nombre entier correspondant à l'ordre de la diffraction

λ : longueur d'onde du rayonnement utilisé

d : distance inter-réticulaire, en angströms (\AA)

θ : angle de diffraction

Les sols argileux sont constitués en proportion variable de minéraux argileux (phyllosilicates) et de minéraux non argileux. Pour déterminer les composants de ces deux groupes de minéraux, une analyse RX d'un échantillon de poudre représentatif du matériau dans sa globalité est réalisée, ainsi que sur la fraction inférieure à $2 \mu\text{m}$ correspondant aux particules argileuses. Les procédures de préparation des ces échantillons sont décrites en détail dans Moore et Reynolds (1989).

La présence des minéraux non argileux tels que le quartz, les feldspaths, les oxydes de fer, les oxydes de Ti est identifiée à partir du diffractogramme des spectres de diffraction des rayons X sur une lame de poudre du sol avec des réflexions principales respectivement à 3,3

Å, 3,25 Å, 2,71 Å et 3,51 Å. Les phyllosilicates qui correspondent aux minéraux argileux sont aussi détectés par cette analyse mais il n'y a pas possibilité de les différencier minéralogiquement, une autre analyse spécifique aux argiles doit être réalisée.

Concernant les minéraux argileux, leur présence est identifiée à partir des lames d'argiles qui sont préparées par dépôt direct d'une suspension diluée, de particules inférieures à 2 µm, sur une lame de verre dépoli, suivi d'un séchage à l'air libre. Cette suspension argileuse est préalablement décalcifiée et les lames sont préparées suivant 3 protocoles différents : séchage à l'air libre (état naturel), traitement au glycol (mise en évidence des argiles gonflantes) et chauffage (destruction de la Kaolinite).

Chaque famille de minéraux argileux présente une réflexion principale. Quatre familles de minéraux argileux sont analysées suivant leurs réflexions [Moore et Reynolds, 1989] : la première est l'Illite qui est détectée par la présence de raies à 10 Å, 5 Å et 0,34 Å correspondant aux réflexions (001), (002) et (003) d'une phase illitique non affectée par le traitement à l'éthylène-glycol et le chauffage à 550°C. La deuxième est la Kaolinite qui est mise en évidence par la présence de réflexions (001) et (002) à 7,15 Å et 3,5 Å à l'état naturel, non modifiées par le traitement à l'éthylène-glycol, mais disparaissant après un chauffage à 490°C, (déshydroxylation de la Kaolinite). La troisième est la famille des Smectites qui est diagnostiquée par la présence, dans le diffractogramme glycolé, d'une réflexion (001) développée aux environs de 17 Å, qui s'établit vers 10 Å après chauffage à 490°C, par départ de l'eau interfoliaire. La quatrième est la Chlorite qui est détectée par sa réflexion à 14 Å dans le diffractogramme naturel et/ou glycolé et peut être confirmée par la réflexion (003) à 4,7 Å dans le diffractogramme glycolé et vers 7 Å dans le diffractogramme chauffé. L'intensité de la réflexion à 14 Å peut augmenter ou diminuer lors du chauffage, en relation avec son degré de dégradation.

Pour l'argile d'Héricourt traitée à la chaux, la procédure de préparation des échantillons de poudre est modifiée avec le but de mettre en évidence la réaction entre la chaux et les minéraux argileux dans le sol. Le sol est d'abord séché à l'air libre et broyé suivant le protocole habituel (sa teneur en eau est alors égale à 8 %). La chaux vive est ajoutée (taux pondéral de 5 %). Il est ensuite ajouté une quantité d'eau (environ $w = 30$ %) pour assurer que la réaction entre la chaux et le sol se produit. Une fois le mélange bien réalisé, il est divisé en plusieurs petites quantités. Elles sont conservées à une température de l'environnement du laboratoire ($T = 22 \pm 1^\circ\text{C}$) dans un dessiccateur qui maintient une humidité de 95 % avec une circulation d'air pour faciliter la réaction entre la chaux et les minéraux dans le sol. Enfin, ces

échantillons de poudre conservés dans le dessiccateur sont sortis et analysés en fonction du temps.

V.6. Critères de classification

Les principaux critères de classification sont basés sur les paramètres suivants :

- la combinaison de feuillets (T/O ou 1/1; T/O/T ou 2/1; T/O/T/O ou 2/1/1);
- le type de cations dans l'octaèdre;
- la charge de la couche;
- le type de matériel dans l'espace inter foliaire (cations, molécules d'eau,...).

La figure V.7 représente une classification suivant la structure des minéraux argileux.

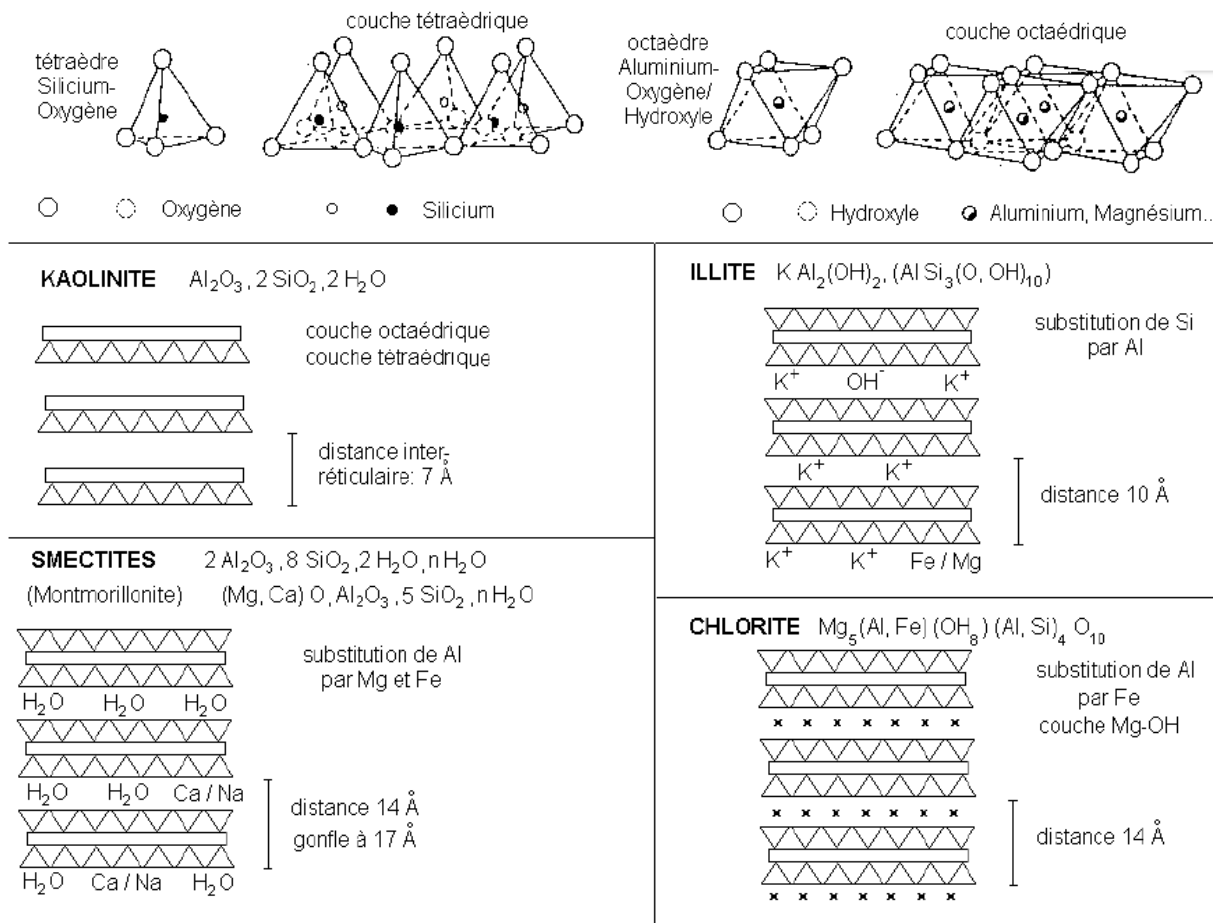


Figure V.7. Structure des minéraux argileux [Beauchamp, 2005].

V.7. Caractérisation microstructurale

Récemment, de nombreux chercheurs qui étudient des argiles à l'état naturel ainsi qu'à l'état compacté ont réalisé des études microstructurales cherchant à préciser par les techniques de microscope électronique à balayage et porosimétrie au mercure l'arrangement des particules, des agrégats et la distribution des rayons de pores [Delage et Lefebvre 1984 ; Delage et al. 1996 ; Pusch et Yong 2003 ; Cuisinier et Masroui 2005 ; Nowamooz et Masroui 2010]. Ces études sur la microstructure du sol peuvent expliquer en partie leur comportement macroscopique et leurs propriétés physiques, comme cela a été montré dans la synthèse de Romero et Simms (2008).

Barden (1973), Collins et al. (1973), Tovey (1973) ont été parmi les premiers à travailler sur la microstructure des argiles gonflantes. Depuis lors, beaucoup d'études sur la microstructure des sols ont été réalisées [Romero et Simms 2008]. Dans les études microstructurales des sols non saturés, plus d'attention a été portée aux sols compactés [Ahmed et al. 1974 ; Tessier et al. 1992 ; Delage et al. 1996 ; Cui et al. 2002 ; Cuisinier et Laloui 2004] qu'aux sols intacts ou remaniés [Sides et Barden 1971 ; Pusch et Schomburg 1999 ; Djéran-Maigre et al. 1998 ; Onitsuka et al. 1998]. Il y a eu des tentatives pour relier la microstructure des sols compactés à leurs propriétés géotechniques. Par exemple, les caractéristiques de microstructure des sols compactés ont été utilisées pour expliquer les variations de volume dues à la compression œdométrique ou dues à des compactages dynamiques [Ahmed et al. 1974] ou pour prévoir les propriétés de rétention d'eau [Romero et al. 1999 ; Simms et Yanful 2002 ; Cui et al. 2002 ; Cuisinier et Laloui 2004]. En outre, les relations entre les caractéristiques de microstructure et les propriétés principales d'un sol compacté telles que la résistance, la compressibilité et la perméabilité ont également été étudiées dans les travaux de Tessier et al. (1992) et Delage et al. (1996). Récemment, les argiles gonflantes naturelles ont été étudiées à nouveau en raison de la prise en compte croissante du risque de sécheresse dans le dimensionnement des fondations sur sols argileux [Nowamooz 2007 ; Audiguier et al. 2008 ; Yigzaw 2009].

La microstructure des sols est étudiée en utilisant les techniques de porosimétrie au mercure et de microscope électronique à balayage (MEB), tout en cherchant à relier des caractéristiques de microstructure à des paramètres géotechniques et des propriétés mécaniques. L'observation au microscope électronique à balayage (MEB) donne une image de la morphologie du sol avec : l'arrangement des grains, le litage, la porosité à différentes échelles. La porosimétrie au mercure donne les courbes porosimétriques qui sont utilisées pour quantifier des paramètres

géométriques du sol tels que : la taille des rayons d'accès de pores et le volume poreux accessible au mercure.

Les différents niveaux de microstructure argileuse et les terminologies utilisées d'après [Parcevaux 1980] sont résumés comme suit :

- Particule élémentaire : empilement d'un certain nombre de feuillets, constituant la plus petite unité visible au MEB ;
- Agrégat primaire : assemblage de particules constituant l'unité morphologique homogène à l'échelle de l'observation d'un état de référence : l'état initial (naturel, remanié ou compacté) ;
- Agrégat secondaire : unité morphologique provenant de l'évolution d'un agrégat primaire soit par division (dans ce cas l'agrégat secondaire est plus petit que l'agrégat primaire) soit par agglomération (dans ce cas l'agrégat secondaire est plus gros que l'agrégat primaire).

En outre, les différents types de pores observés dans cette étude sont classés en fonction de leur taille :

- $0,001 \mu\text{m} < r < 0,0025 \mu\text{m}$: pores interfeuillets ou intraparticulaires : espaces entre les feuillets à l'intérieur des particules argileuses ;
- $0,0025 \mu\text{m} < r < 0,15 \mu\text{m}$: pores interparticulaires ou intra-agrégats : vides entre les particules argileuses à l'intérieur des agrégats ;
- $0,15 \mu\text{m} < r < 4 \mu\text{m}$: pores inter-agrégats : vides entre les agrégats naturels constitués de particules argileuses naturelles. Dans la suite du mémoire, suivant le contexte, ces pores inter-agrégats sont nommés soit, pores inter-agrégats, soit pores inter-agrégats naturels ;
- $r > 4 \mu\text{m}$: pores inter-agrégats artificiels : vides entre les agrégats artificiels constitués de particules argileuses compactées. Dans la suite du mémoire, ces pores inter-agrégats sont nommés soit, pores inter-agrégats artificiels, soit pores inter-agrégats compactés.

V.7.1. Observation par microscope électronique à balayage (MEB)

Les échantillons utilisés pour l'analyse microstructurale par MEB sont préparés préalablement suivant la méthode de la lyophilisation. Cette méthode permet de conserver la microstructure initiale des échantillons lors de la déshydratation [Delage 1979]. D'abord, les échantillons sont taillés en forme parallélépipédique de quelques millimètres de long ($< 10 \text{ mm}$) sur 1 mm de côté. Ensuite, ils sont congelés rapidement dans l'azote liquide (-196°C). Puis, ils sont cassés en deux fragments pour obtenir des surfaces observables de quelques mm^2 de section. Enfin, ils sont placés dans un lyophilisateur sous un vide inférieur à $0,05 \text{ mm Hg}$ pour faire sublimer toute la glace du sol. La durée de la lyophilisation est au moins de 48h. Grâce aux micro-cristaux de glace, lors de la fracturation après congélation les particules sont

maintenues en place, évitant ainsi les phénomènes d'arrachement et de déplacement au cours de la rupture, évitant aussi que le plan de fracture corresponde à un plan de faiblesse de la structure, mais traverse bien les différents niveaux d'organisation [Delage et Pellerin 1984].

V.7.2. Porosimétrie au mercure

En mécanique des sols, l'observation de la microstructure au MEB complétée par la mesure de la porosimétrie s'est avérée comme un élément essentiel pour l'étude des propriétés des sols argileux.

Ces analyses permettent d'établir des liens entre la réponse globale du système eau-argile et son organisation microstructurale. Cette approche, où les mesures de porosimétrie au mercure (PAM) et des observations au Microscope Electronique à Balayage (MEB) sont couplées, s'est démontré très utile, en particulier dans le cadre des recherches sur les argiles sensibles du Canada [Delage et Lefebvre, 1984]

La porosimétrie au mercure permet d'une part l'investigation du milieu poreux en fournissant la distribution des rayons d'accès des pores et d'autre part elle donne des informations sur la relation fluide-solide dans le cas des milieux multiphasiques.

Le principe de la porosimétrie au mercure repose sur le caractère non mouillant du mercure et sur la loi de Laplace-Jurin, qui permet dans l'hypothèse de pores cylindriques de relier le rayon d'accès r des pores et la pression capillaire P_c (pression d'injection du mercure) selon la relation :

$$P_c = \frac{2\sigma \cos \nu}{r} \quad (V.2)$$

avec:

σ : la tension superficielle du mercure, 482.2 N/mm,

ν : l'angle de raccordement du ménisque à la surface solide, variable en fonction du matériau.

Pour le sol argileux, elle est à 141° [Diamond, 1970 et 1971].

On fait pénétrer le mercure dans un échantillon de sol lyophilisé de poids et de volume connus, en exerçant progressivement des pressions croissantes. Les mesures sont effectuées à l'aide d'un porosimètre FISIONS 2000 WS qui autorise une gamme de pression de 0.1 à 200 MPa (1 à 2000 bars). Le plus petit pore accessible est de 3.74 nm (ce qui correspond à une pression de 200 MPa).

Tous les pores de plus petite taille ne seront pas accessibles par cette méthode, c'est le cas pour les pores intra-feuillets des montmorillonites [Delage et al., 2006]. Comme indiqué par Delage et Lefebvre (1984), l'analyse porosimétrique ne donne pas une mesure de la taille des pores, mais de la taille d'accès des pores.

L'échantillon préalablement déshydraté, de masse d'environ 1 gramme, est placé dans un dilatomètre dont le remplissage au mercure s'effectue sous vide. Une fois le remplissage effectué, la pression atmosphérique est appliquée sur l'échantillon. Dans le cas d'échantillons comportant des pores de rayon supérieur à 7.5 μm , un certain volume de mercure peut alors pénétrer dans l'échantillon. Dans le cas des sédiments du Golfe de Guinée étudiés ici, aucun volume significatif d'injection de mercure n'a été observé à cette étape. Au cours de l'essai, la pénétration du mercure dans l'échantillon se traduit par une variation de hauteur dans le tube de mercure. Le dispositif expérimental est présenté sur la photo V.1.



Photo V.1. Dispositif expérimental: Porosimètre à mercure FISONS 2000.

Dongxing Wang, 2011 a réalisé six essais porosimétriques sur des échantillons de sols intacts, à plusieurs profondeurs d'enfouissement comprises entre 0.5 et 14 m. Les résultats sont présentés dans les diagrammes :

- indice des vides e_{Hg} en fonction du rayon d'accès des pores r (Figure V.8) [De Gennaro et al., 2004].

$$e_{\text{Hg}} = (V_{\text{max}} - V_{\text{Hg}}) / V_{\text{S}}. \quad (\text{V.3})$$

avec:

V_{Hg} : volume du mercure injecté dans l'échantillon,

V_{max} : volume maximal de mercure injecté dans l'échantillon (à la fin d'essai),

V_{S} : volume des grains solides de l'échantillon.

- volume relatif dV pour un incrément du $\log(r)$ (rayon d'accès) [Tanaka et Locat, 1999]. Les mesures effectuées sont présentées sur la figure V.9.

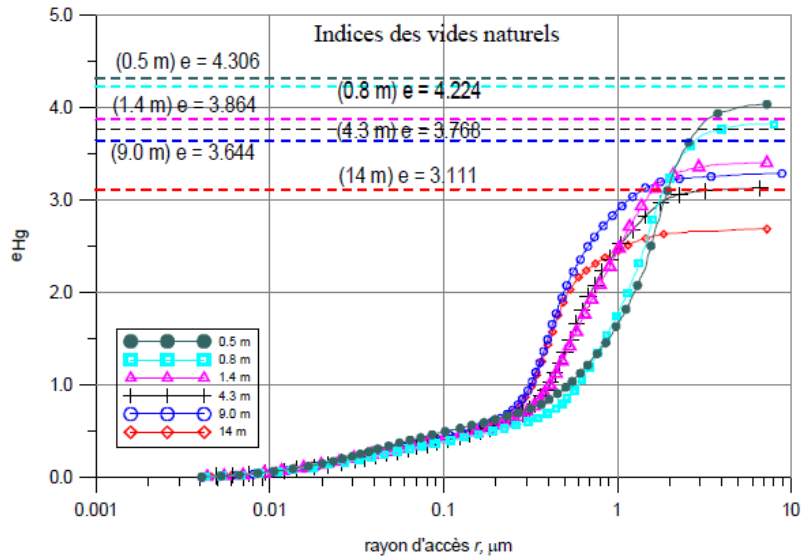


Figure V.8. Courbes prosimétriques des sédiments naturels du Golfe de Guinée
[Dongxing Wang,2011].

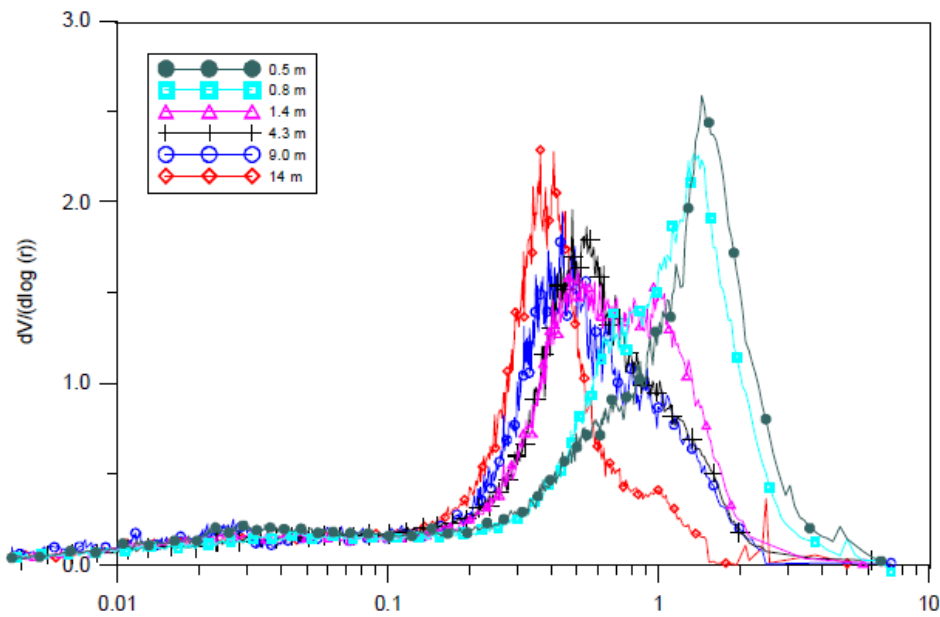


Figure V.9. Courbes porosimétriques des sédiments naturels du Golfe de Guinée
[Dongxing Wang,2011].

La diminution de l'indice des vides (et de la porosité) en fonction de la profondeur semble affecter la taille des gros pores et des pores moyens (rayon d'accès supérieur à $0.2 \mu\text{m}$). Par contre les pores inférieurs à $0.2 \mu\text{m}$ semblent inchangés. Le rayon d'accès moyen, donné par le point d'inflexion des courbes, vaut 1.5 à $2.0 \mu\text{m}$ pour les sols dans le premier mètre (échantillon de profondeur de 0.5 m et 0.8 m), et 0.3 à $0.4 \mu\text{m}$ pour les sols de profondeur de 9 m et de 14 m . Les plus grands rayons d'accès valent entre 2 et $2.5 \mu\text{m}$ pour les sols du premier mètre, et 1.0 à $1.2 \mu\text{m}$ pour les sols plus profonds. D'après De Gennaro et al. (2004),

les valeurs du rayon d'entrée sont comparables à la taille moyenne des agrégats des sédiments du Golfe de Guinée, soit 3 à 4 μm . Nos résultats semblent confirmer cette observation.

La comparaison des indices de vides obtenus par l'injection du mercure avec les indices des vides naturels, calculés à partir de la teneur en eau, indiquent que le volume poreux obtenu par PAM est inférieur au volume poreux total (Tableau V.2), avec une différence Δe qui ne semble cependant pas dépendre de la profondeur. Les sédiments du Golfe de Guinée possèdent une fraction importante de montmorillonite ($> 30\%$), dont les espaces intra – agrégats peuvent être inférieurs à 3.75 nm, ces pores ne peuvent pas être remplis par le mercure [Delage et al., 2006].

Tableau V.2. Comparaison des indices des vides obtenus par PAM et indices des vides naturels [Dongxing Wang,2011].

| Profondeur | e | e_{Hg} | Δe | $\Delta e/e$ (%) |
|------------|-------|-----------------|------------|------------------|
| 0.5 m | 4.306 | 4.031 | 0.275 | 6.4 |
| 0.8 m | 4.224 | 3.816 | 0.408 | 9.6 |
| 1.4 m | 3.864 | 3.399 | 0.465 | 12.0 |
| 4.3 m | 3.768 | 3.127 | 0.641 | 17.0 |
| 9.0 m | 3.644 | 3.283 | 0.361 | 9.9 |
| 14.0 m | 3.111 | 2.682 | 0.429 | 13.8 |

V.7.3. Observation de la microstructure des sols avant traitement au MEB

Les observations au MEB ont été réalisées dans le but d'étudier la structure et l'organisation des sédiments et retrouver, éventuellement, une correspondance avec les mesures effectuées au PAM.

Le dispositif de Microscope Electronique à Balayage utilisé pour cette étude est de type ABT-55 [Akashi Beam Technology, Japan] à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, avec un système d'acquisition par un appareil photo numérique de l'extérieur. Ce système a besoin d'un réglage avec de l'expertise pour obtenir des photos de bonne qualité. Le dispositif est présenté sur la photo V.2.



Photo V.2. Photo de la salle du MEB.

Nous avons effectué plusieurs observations, à différents agrandissements et sur les deux types de section, horizontale et verticale. Sur un même échantillon, on a fait de nombreuses observations et puis on a sélectionné celles, plus ou moins réussies, représentatives de la structure de l'échantillon. Pour la description de la structure des sédiments, on utilise les terminologies de [Collins et McGown \(1974\)](#), de [Bennett et al. \(1991\)](#) et de [Tanaka et Locat \(1999\)](#) : particule, agrégat, inter-agrégat...

Les photos prises sont présentées sur les Figure V.10 et V.11.

Les photos effectuées à faible grossissement montrent des microfossiles présents dans tous sédiments, de la surface à plus profond. Ces microfossiles ont des tailles de 20 à 50 μm , certains foraminifères de taille 100 à 200 μm sont parfois aussi observés (Figure V.11 c). Des pyrites sous forme framboïdale sont souvent trouvées dans les microfossiles (Figure V.10 d et Figure V.11 c).

Les agrégats sont parfois visibles. Des assemblages entourés présentés en Figure V.11 permettent d'estimer le diamètre moyen des agrégats, il est compris entre 5 μm et 10 μm . Les agrégats sont constitués par des plaquettes argileuses, de forme souvent plate et arrondie, leur diamètre moyen est d'environ 1 μm (Figure V.11 b). La microstructure des sédiments est observée comme une matrice argileuse continue, correspondant à un sol de forte teneur en eau (ou indice de vide).

Sur la minéralogie des sols, dont la famille dominante est celle des argiles: la spectroscopie infrarouge, la DRX et les microscopies montrent clairement l'existence de trois familles: la famille kaolinite présente à 30 - 40 %, une smectite, peut-être la montmorillonite, dominante, présente à 40 - 50 % et l'illite, minoritaire, présente à moins de 10 % [[Thomas et al., 2004](#)].

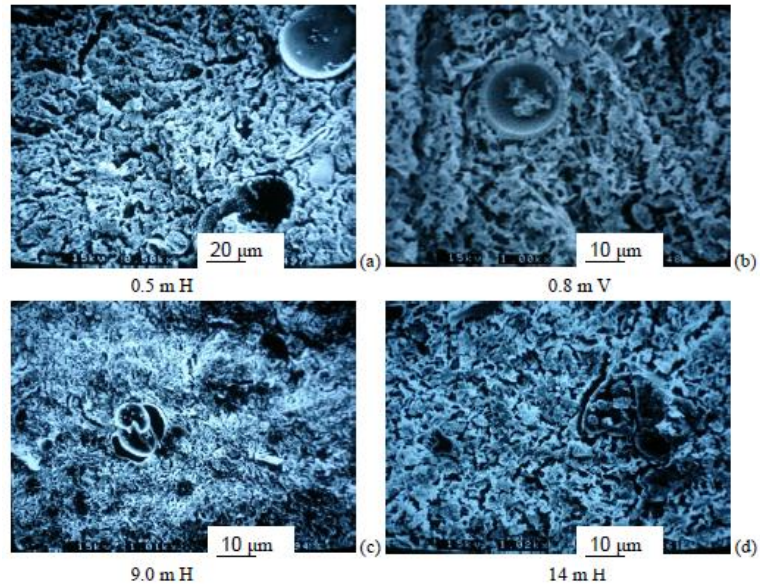


Figure V.10. Photos du MEB des sédiments a) 0.5 m section horizontale (H) b) 0.8 m section verticale (V) c) 9 m (H) et d) 14 m (H) [Dongxing Wang,2011].

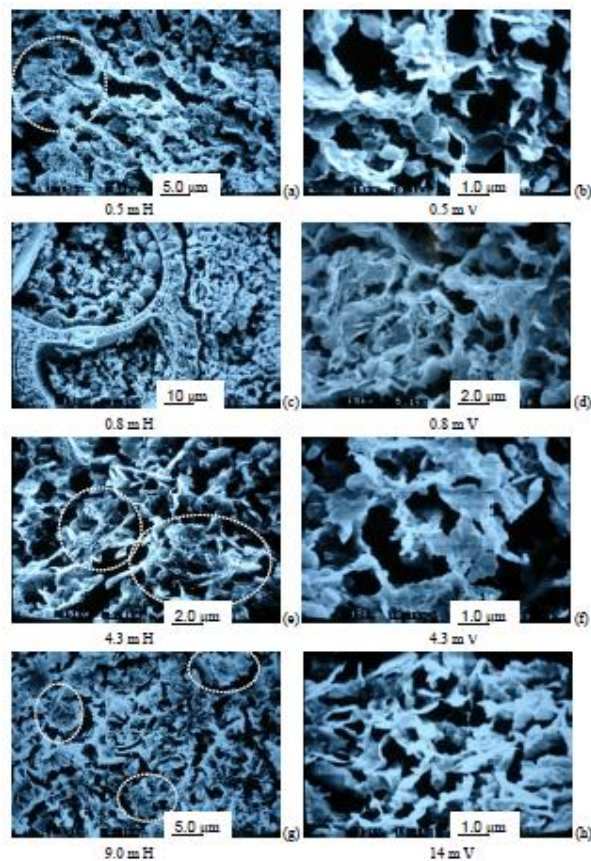


Figure V.11. Photos MEB des sédiments intacts: a) 0.5m H; b) 0.5 m V; c) 0.8 m H; d) 0.8 m V; e) 4.3 m H; f) 4.3 m V; g) 9.0 m H; et h) 14.0 m V [Dongxing Wang,2011].

En général, les structures observées sont de type "château de cartes", avec un volume poreux allant en diminuant avec la profondeur. Pour les sols de 0.5 m de profondeur, on trouve des

gros pores de 5 à 10 μm de diamètre, alors que les plus gros pores des sédiments de 14 m de profondeur ont des diamètres d'environ 2 à 3 μm . L'ordre de grandeur des valeurs de taille de pore est en assez bon accord avec les mesures obtenues au porosimètre à mercure. On n'observe pas de différence significative entre les images des sections horizontales et verticales, quelque soit la profondeur d'enfouissement des échantillons, de 0.5 mètres à 14 mètres. On n'observe donc pas d'anisotropie de structure apparente. D'après [Delage et al. \(2007\)](#) (communication personnelle) et [Kohler \(2007\)](#) (communication personnelle), les images sont typiques des smectites.

D'autre observation au MEB (Figure V.12 et Figure V.13) [[Nicolas cabane 2005](#)] montre que:

- la structure du sol est isotrope à l'échelle de la centaine de microns
- les fractions grossières sont dispersées au sein de la matrice argileuse, il existe une microporosité diffuse de taille micronique.

Ces observations permettent de schématiser ce sol par la représentation de la figure V.14.

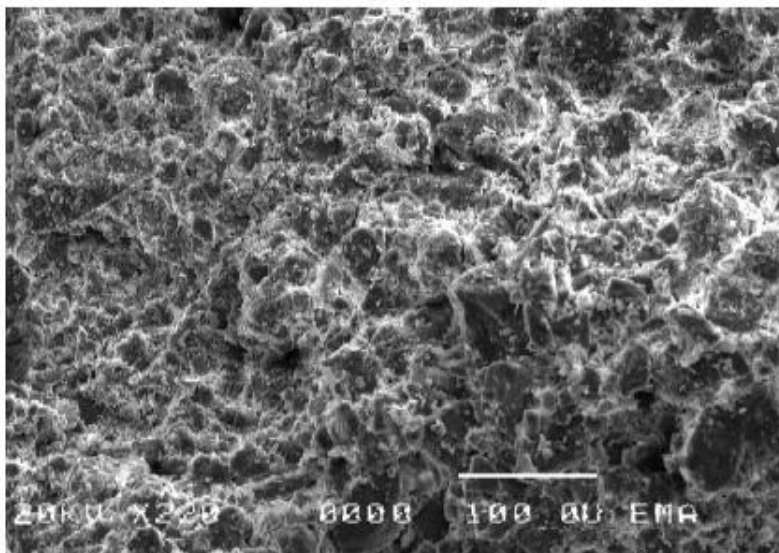


Figure V.12. Observation au MEB de la structure du limon de Meaux avant traitement, à l'échelle de la centaine de microns [[Nicolas cabane 2005](#)].

Les fractions sableuses et limoneuses sont dispersées dans la matrice argileuse. Il n'y a ni orientation préférentielle des particules ni porosité visible.

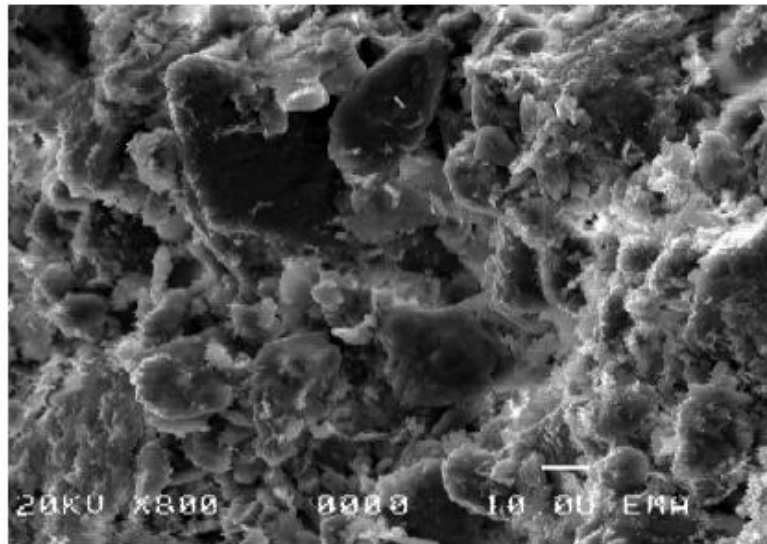


Figure V.13. Observation au MEB de la structure du limon de Meaux avant traitement, à l'échelle de la dizaine de microns [Nicolas cabane 2005].

Les particules grossières sont recouvertes par les argiles. La matrice argileuse présente une microporosité diffuse de l'ordre du micron.

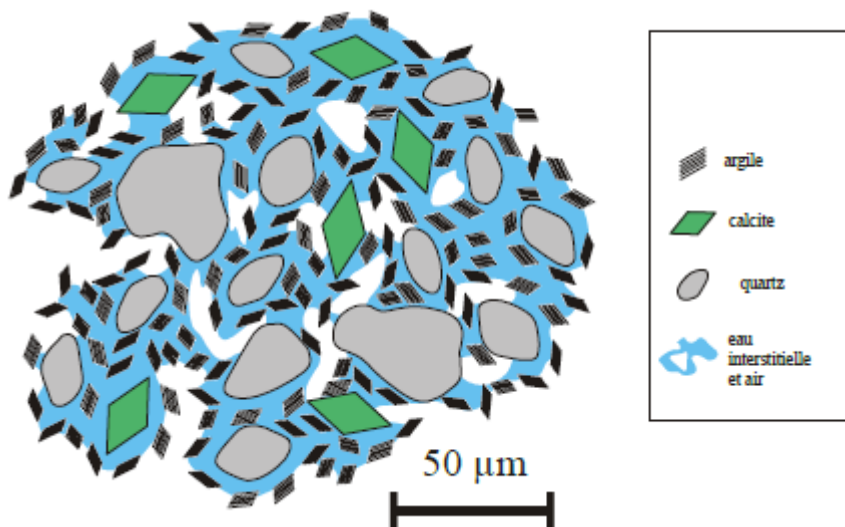


Figure V.14. Représentation schématique de la microstructure du limon de Meaux avant traitement [Nicolas cabane 2005].

Le sol est un assemblage de divers minéraux de différentes tailles. Les minéraux les plus grands sont enrobés dans l'argile. La microporosité de cette matrice est occupée par les fluides interstitiels.

V.7.3.1. Observation de la microstructure des sols après malaxage et adjonction des liants au MEB

Le malaxage au moyen d'un malaxeur-désagrégateur découpe le sol massif en agrégats de taille millimétrique à centimétrique. L'ajout de chaux destinée à la floculation des argiles favorise la fragmentation mécanique et produit les grumeaux. La figure V.15 montre la granulométrie apparente des limons de Meaux après chaulage à 1 %.

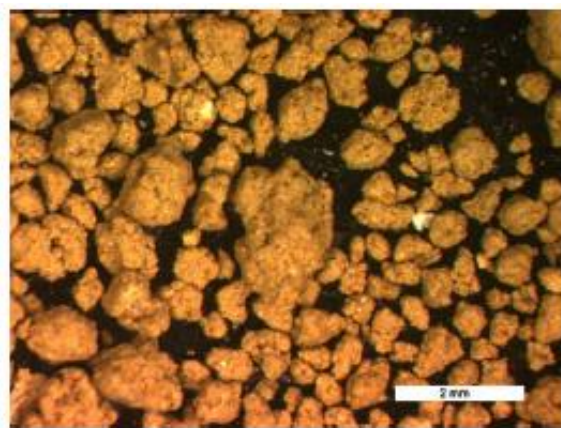


Figure V.15. Observation à la loupe binoculaire de grumeaux formés à partir du limon de Meaux. [Nicolas cabane 2005].

L'action mécanique du malaxeur-désagrégateur ainsi que l'action chimique de la chaux favorisent la fragmentation du sol en grumeaux.

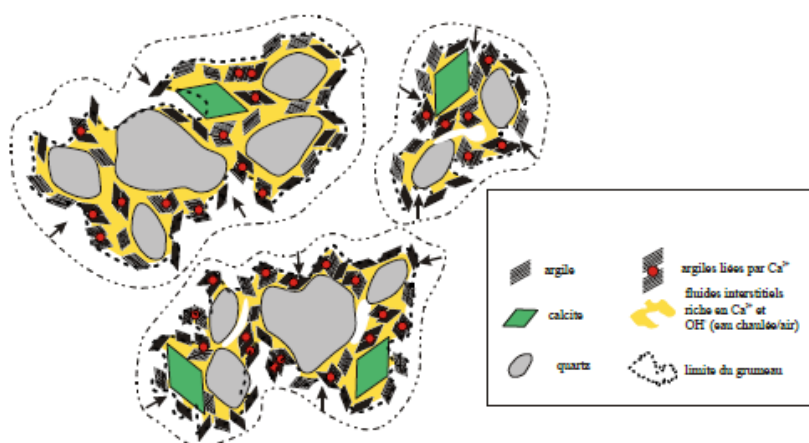


Figure V.16. Schéma de l'action de la chaux sur le limon [Nicolas cabane 2005].

L'ajout de chaux provoque la floculation des argiles. Ce réarrangement des particules du sol ainsi que l'évaporation d'une partie de l'eau interstitielle entraîne la contraction de l'agrégat. L'agrégat ainsi formé est appelé grumeau.

L'ajout de ciment ne modifie pratiquement pas la granulométrie apparente des grumeaux (Figure V.17).

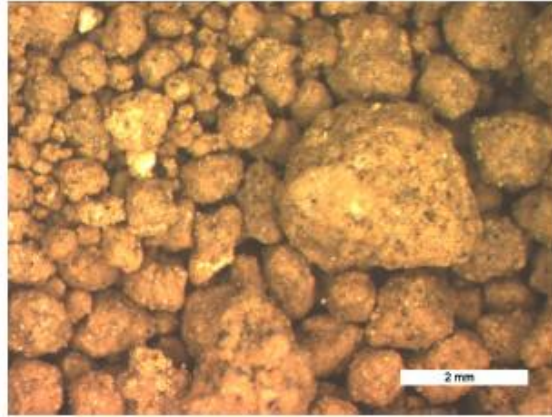


Figure V.17. Observation à la loupe binoculaire des grumeaux après l'ajout du ciment.

[Nicolas cabane 2005].

Après l'ajout du ciment, l'aspect macroscopique des grumeaux n'est pratiquement pas modifié. Les grumeaux se présentent sous une forme sphéroïdale [Nicolas cabane 2005].

V.7.4. Effet de l'addition du liant hydraulique et du compactage

Le compactage permet l'agglomération des grumeaux. Malgré l'homogénéité apparente de la mouture résultant du malaxage, le matériau compacté s'avère hétérogène comme nous avons pu le mettre en évidence par observation en microscopie optique. Sur la figure V.18, on observe la structure tachetée. Les taches claires, correspondant à la couleur naturelle du limon de Meaux, sont de gros grumeaux. La matrice plus sombre correspond à l'ensemble « ciment + petits grumeaux » indistincts à cette échelle.

L'observation au MEB du limon de Meaux traité et compacté est effectuée sur des surfaces de fracture d'échantillons de sol préalablement lyophilisés. Cette observation (Figure V.19) montre l'agglomération des grumeaux laissant entre eux une porosité. La surface de rupture des grumeaux est irrégulière et passe par le cœur du grumeau. Le long des pores, la surface latérale des grumeaux est lisse et régulière.

À plus fort grossissement (Figure V.20), on distingue en bordure de chaque grumeau une « coque » lisse et continue d'une dizaine de microns d'épaisseur. En coupe, l'aspect de cette coque est celui d'une pâte ou d'un gel : cette coque ne présente pas de minéraux automorphes.

Le contact entre les deux grumeaux a la forme d'un ménisque. La microanalyse chimique de cette coque montre la présence majoritaire des éléments silicium, aluminium, calcium et oxygène. Cette composition correspond à celle des hydrates du ciment.

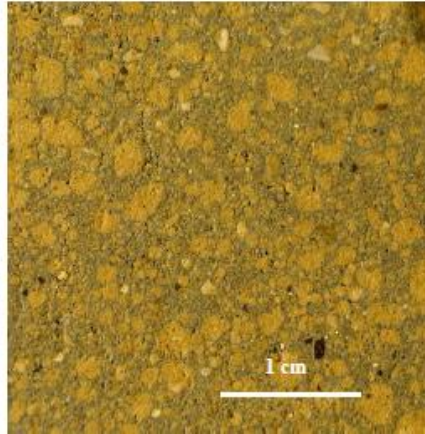


Figure V.18. Observation en microscopie optique d'une coupe de limon chaulée, cimenté et compacté [Nicolas cabane 2005].

Le limon traité présente une structure « tachetée ». Les éléments de couleur claire correspondent aux grumeaux sans ajout de colorant et ciment. La matrice de couleur grise correspond à la zone riche en ciment souligné par la présence d'un pigment coloré. La surface d'observation est obtenue par sciage avec un fil diamanté d'une éprouvette de limon. Nous pensons que les coques résultent directement de l'hydratation de la poudre de ciment ayant enrobé les grumeaux lors du malaxage. Le ciment n'est pas seulement présent sous forme de points d'accrochage entre grumeaux, mais il les englobe totalement sous forme d'une coque. Le contact entre grumeaux s'effectue par l'intermédiaire de ces coques. La surface de rupture (Figure V.19) met en évidence que l'entité grumeau est moins solide que la coque du fait de la propagation de fractures à travers des grumeaux.

La partie interne des grumeaux, quant à elle, ne présente pas de différence notable avec le sol non traité. Il s'agit de l'assemblage isotrope des diverses fractions granulométriques du sol, tel qu'on le voit sur la figure V.13. Le schéma d'un sol stabilisé est donc celui de la figure V.21.

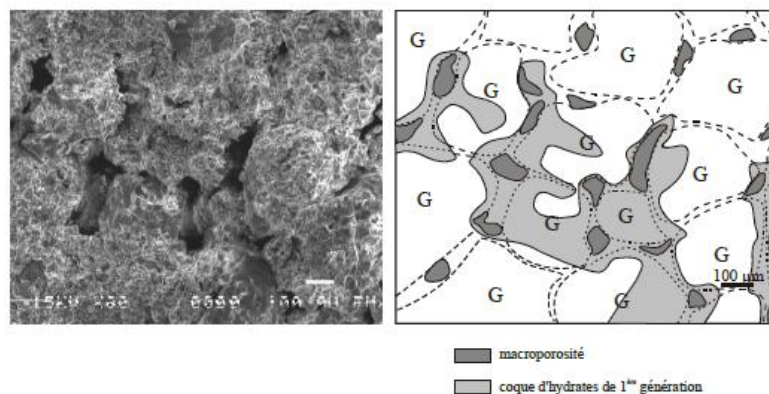


Figure V.19. Observation au MEB de l'assemblage de grumeaux au sein d'une éprouvette compactée [Nicolas cabane 2005].

La surface d'observation est une surface de rupture réalisée pour l'observation au MEB. Elle met en évidence des entités : les grumeaux (G) qui correspondent à des agrégats de particules du sol. Bien que le compactage permet de rapprocher les grumeaux, la macroporosité persiste. À la faveur de cette porosité, on observe la présence d'une coque lisse à la surface des grumeaux.

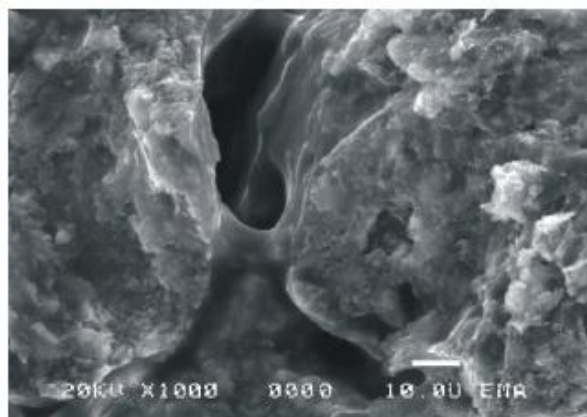


Figure V.20. Observation au MEB du contact entre deux grumeaux [Nicolas cabane 2005].

La liaison entre les grumeaux s'effectue par l'intermédiaire de la coque ($\approx 30 \mu\text{m}$ d'épaisseur). Le point de contact a la morphologie d'un ménisque. Cette morphologie traduit le passage par un état « fluide » qui se rigidifie pour donner la coque.

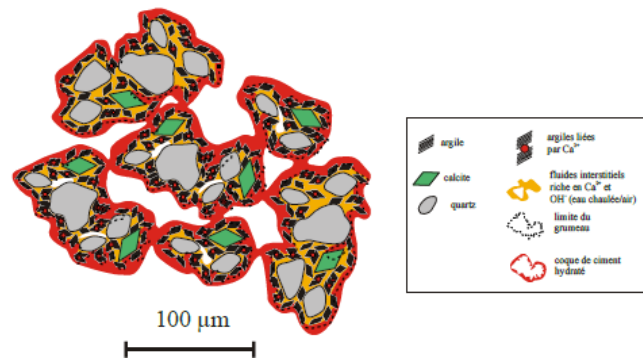


Figure V.21. Représentation schématique d'un sol stabilisé à la chaux et au ciment après compactage [Nicolas cabane 2005].

Le ciment recouvre la totalité de la surface des grumeaux qu'il enrobe d'une coque. Le compactage permet le rapprochement des grumeaux. La pâte de ciment entre ainsi en contact et forme des ponts liants entre les grumeaux.

V.7.5. Evolution de la microstructure du sol stabilisé en fonction des conditions de cure

Après 90 jours de cure normale à 20 °C, la seule évolution observée au MEB est l'apparition, sous la coque, d'une zone contenant des filaments enchevêtrés d'une longueur de l'ordre du micron et d'un diamètre d'un dixième de micron (Figure V.24). Ces filaments se développent sur les minéraux du sol. Leur analyse chimique montre qu'il s'agit vraisemblablement de silicates et d'aluminates calciques hydratés. Ces filaments sont observés dès 7 jours dans les conditions de cure immergée à 40 °C (NF P 94-100). Dans ces dernières conditions, des structures similaires sont observées également sur la surface de la coque enrobant les grumeaux.

Le schéma structural proposé sur la Figure V.21 évolue donc avec le temps pour aboutir à celui de la Figure V.23.

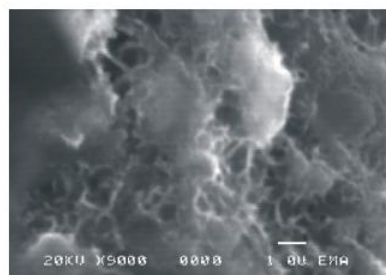


Figure V.22. Observation au MEB des hydrates cristallisés au cœur du grumeau [Nicolas cabane 2005].

Cette image permet d'observer la présence d'hydrates cristallisés, apparaissant dans la zone externe des grumeaux, à 90 jours en cure normale, et dès 7 jours en immersion à 40°C.

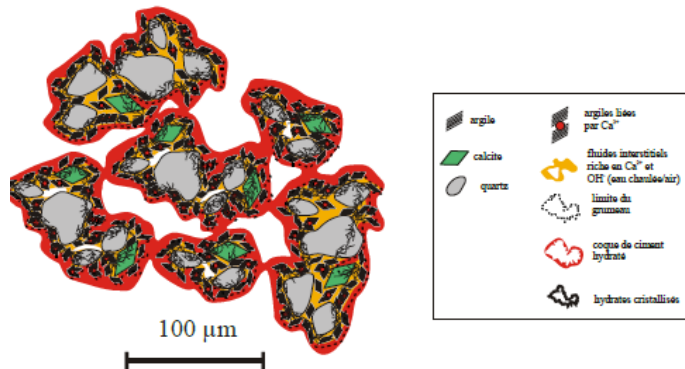


Figure V.23. Représentation schématique du limon stabilisé au-delà de 90 jours de cure. Des hydrates cristallisés se développent à partir de la surface des grumeaux vers leur cœur [Nicolas cabane 2005].

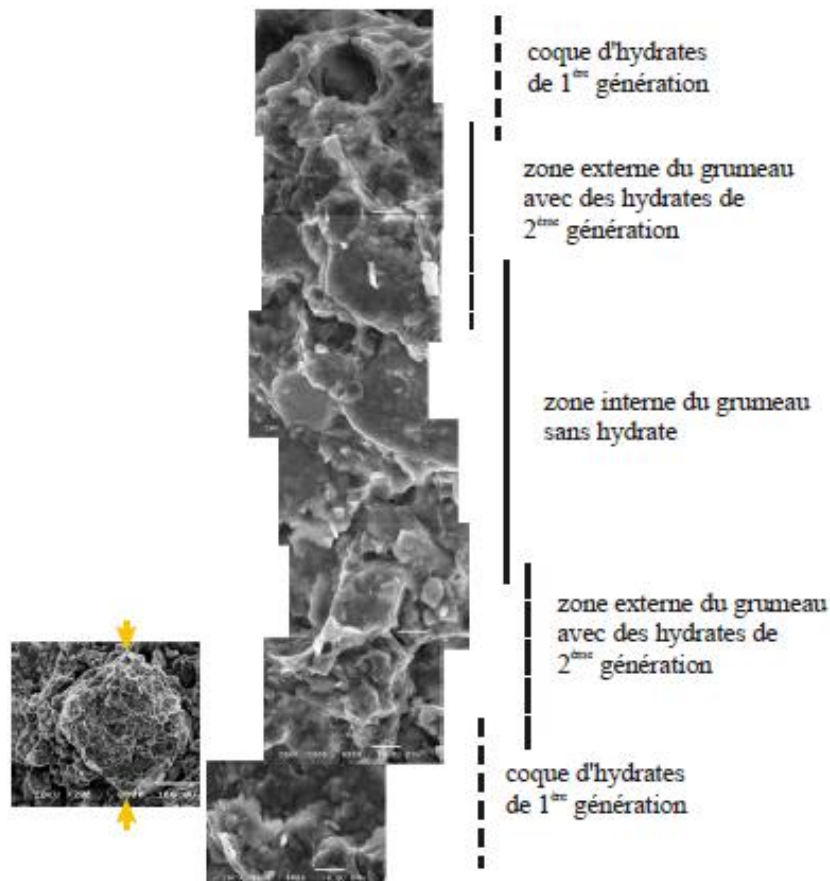


Figure V.24. Observation au MEB d'un grumeau à 90 jours [Nicolas cabane 2005].

Cette succession d'images permet de mettre en évidence la répartition des deux types d'hydrates au sein du grumeau à 90 jours.

V.8. Influence de la texture et des microstructures

[Le Roux](#) a travaillé sur un sol modèle constitué d'un mélange de kaolinite et de sable (quartz), pour un traitement à la chaux de 5 %. Il montre que le traitement est optimisé (la valeur de la résistance en compression simple est optimale) pour le sol contenant 60 % d'argile et 40 % de quartz. S'il y a trop de sable, les résistances mécaniques sont faibles car le sable réagit lentement en raison de la taille de ses grains. S'il y a trop d'argile, les résistances mécaniques sont faibles par manque de calcium. Par exemple : s'il y a trop d'argile (100 %), l'ajout de 5 % de chaux n'est pas suffisant pour faire réagir la totalité des argiles. Quand on a 60 % d'argile, le même traitement à 5 % de chaux (de la masse totale de sol) équivaut à un traitement à 8 % de chaux si on ne tient compte que de la masse d'argile. Selon [Guettala](#), il est nécessaire de bien fragmenter le sol cohésif car il existe une taille critique pour les mottes de sols argileux. Au-delà d'une taille de 5 mm, ces mottes d'argiles risquent de provoquer des diminutions très importantes des résistances mécaniques du sol traité. Par exemple, un sol avec un refus de 30 % de mottes de taille supérieure à 5 mm doit être traité avec 15 % de ciment alors que 8 % de ciment auraient suffi si le sol avait été bien pulvérisé.

Cette idée de l'existence d'une structure qui limite la possibilité de traitement du sol, est également présente dans les travaux de [Terminaux](#). L'auteur a mis en lumière le rôle de l'arrangement des différents constituants au sein des marnes noires des Alpes. Ainsi les marnes déposées par décantation sont-elles terrassables à la différence des marnes remaniées sous la forme de turbidites qui ne le sont pas, à minéralogie et composition identiques. Par ailleurs, les deux formations sont visuellement indifférenciables à l'échelle de l'affleurement. La distinction s'effectue à l'échelle de l'arrangement des minéraux du sol. Pour les premières, chaque particule (les fines et les sables) est associée intimement aux argiles. Dans le cas des marnes à turbidites, il y a eu localement séparation, au moment du dépôt, des sables et des argiles.

V.9. Conclusion

L'étude minéralogique est orientée sur les argiles. La fraction argileuse dans le sol participe activement dans les réactions des sols traités.

Les minéraux argileux sont des silicates hydratés dont 70 % de leurs masses sont des minéraux de silice et d'alumine [[Mouroux et al ., 1988](#)], dont la structure est feuilletée. Selon la famille de minerai argileux considérée, les particules les plus fines peuvent être constituées d'un feuillet ou d'un assemblage de quelque feuillets, et leur taille est très faible, dont 50% des éléments sont $< 2 \mu\text{m}$ le reste étant inférieur à $5 \mu\text{m}$ [[Homand et al ., 2000](#)].

Les observations effectuées sur les sols traités permettent de penser que le ciment enrobe totalement les grumeaux et forme une sorte de coque autour de chaque grumeau. Le contact entre grumeaux se fait par l'intermédiaire de cette coque de ciment. Par ailleurs, des hydrates de deuxième génération viennent renforcer la structure interne du grumeau. Les mécanismes physicochimiques qui interviennent, semblent être les suivants :

- la chaux assure la floculation des argiles et la modification de leur capacité d'échange cationique. Elle modifie le comportement mécanique du sol et améliore sa fragmentation. L'action chimique (à l'échelle atomique) de la chaux se traduit donc par une modification du comportement du sol à l'échelle millimétrique (formation des grumeaux).
- lors de l'ajout de ciment et du malaxage, la poudre de ciment s'humecte au contact du sol humide et forme une pâte qui enrobe les grumeaux. Le compactage conduit à la mise en contact des grumeaux à travers la couche de pâte de ciment qui les entoure. La prise et le durcissement du ciment entraînent la rigidification de cette pâte qui devient une coque (Figure V.21). L'action du ciment se situe à l'échelle du micron avec la formation de cette coque d'hydrates dits de « première génération ». Cette action se traduit à l'échelle décimétrique par l'augmentation des résistances en compression et en traction des éprouvettes du sol traité.
- un deuxième type d'hydrates, cristallisés, dits de « deuxième génération », se développe avec le temps (Figure V.23). Ces hydrates se forment par la réaction pouzzolanique entre les ions calcium et les argiles des grumeaux. L'origine des ions calcium reste indéterminée : il peut s'agir de la chaux du chaulage en excédent comme de la chaux issue de l'hydratation des ciments. Nous ne disposons pas de preuve à ce sujet. Nous pouvons uniquement constater que le développement d'hydrates cristallisés s'effectue de la périphérie du grumeau vers son cœur. Ce développement suggère le transfert des ions calcium de la surface externe vers l'intérieur du grumeau.

L'évolution rapide des propriétés mécaniques au cours des premiers mois correspond à la prise et au durcissement du ciment hydraté formant une coque autour des grumeaux et assurant leur liaison. Cette coque et ces points de liaison sont constitués d'hydrates de première génération, non cristallisés. L'évolution plus lente au-delà de trois mois peut être attribuée au développement des hydrates de 2^{ème} génération. Ces hydrates contribuent à la rigidifiassions interne du grumeau.

VI.1. Introduction

La technique du traitement des sols à la chaux est connue de longue date (elle a été utilisée dans la réalisation de nombreux ouvrages tels que la Muraille de Chine, les chaussées romaines, ...). Le traitement des sols au ciment est quant à lui plus récent puisque la fabrication du ciment remonte aux environs de 1830. Le traitement des sols est apparu en Belgique dans les années 1960 (programme autoroutier). Le traitement des sols permet d'utiliser des sols qui, dans leur état naturel, ne peuvent être mis en œuvre (difficultés de réaliser des travaux de terrassement, problèmes de circulation des véhicules, difficulté d'obtention d'une compacité suffisante) et évite ainsi le recours à des solutions coûteuses (mise en décharge de terres excavées et apport de matériaux de remplacement).

VI.2. Modalité d'exécution

On distingue en principe deux méthodes lors d'un traitement de terres:

- le malaxage en place de l'agent de traitement (chaux et/ou ciment) dans le sol;
- le malaxage du sol et de l'agent de traitement dans une installation de malaxage.

Ces deux méthodes se différencient d'une manière générale par les avantages et inconvénients suivants:

| | |
|---------------------------------|--|
| Investissement | Le malaxage en place nécessite un plus faible investissement qu'une installation de malaxage |
| Manipulation du sol | Le malaxage en place demande moins de manipulations du sol et ne nécessite pas de stockage temporaire des terres excavées et malaxées. Dans le cas d'une installation de malaxage, la terre doit être excavée, transportée vers l'installation et le produit traité doit ensuite être ramené sur chantier. |
| Formation de poussière | Le malaxage en place peut engendrer la formation de poussière. Avec une installation de malaxage, la formation de poussière peut être limitée du fait que l'agent de traitement est directement dosé dans le malaxeur. |
| Dosage de l'agent de traitement | Dans une installation de malaxage, en particulier du type discontinu (malaxeur séparé) le dosage du sol et de l'agent de traitement permet de mieux maîtriser la phase de malaxage que dans le cas d'un malaxage en place. |
| Homogénéité du mélange | Dans une installation de malaxage, le contrôle continu de quantités dosées permet de mieux garantir l'homogénéité du mélange que dans le cas du malaxage en place. |
| Multifonctionnalité | Certaines installations de malaxage peuvent être utilisées pour d'autres applications. Dans le cas d'un traitement en place, certaines machines peuvent être utilisées pour d'autres usages. |
| Permis d'environnement | Les installations de traitement requièrent souvent l'obtention d'un permis d'environnement; ce qui n'est pas le cas pour le traitement en place. |

Comme il apparaît dans le tableau ci-dessus, le choix de la technique de travail dépend de paramètres très différents tels que le domaine d'application, les exigences du cahier des charges, les frais d'investissement, les coûts de fonctionnement, l'environnement, la possibilité d'effectuer des contrôles durant le malaxage, la possibilité de combiner le traitement à d'autres applications, il convient donc de considérer chaque projet au cas par cas.

VI.3. Dispositions particulières de mise en œuvre

Le traitement d'un sol, que ce soit pour une amélioration ou une stabilisation, se fait toujours par couche d'épaisseur appropriée aux possibilités de l'engin de malaxage qui sera utilisé. Cette couche aura éventuellement été ameublie par une scarification préalable.

Les travaux de traitement de sols se caractérisent par la nécessité de mettre en œuvre une grande variété de matériels et de techniques d'exécution:

- préparation du sol;
- épandage;
- malaxage;
- aération du mélange;
- compactage.

Ces opérations peuvent s'intercaler de différentes manières dans la succession des opérations de terrassement.

VI.3.1. Composition d'un atelier de traitement

L'équipement de base d'un atelier de traitement est le suivant:

- équipement de stockage (silo); - bulldozer (ou niveleuse) équipé d'un ripper;
- épandeur; - malaxeur.

A cela s'ajoute le matériel propre à la réalisation de l'ouvrage:

- atelier d'extraction - transport (bulldozer, scraper);
- bulldozer; - compacteur;
- Plate-forme (arase - terrassement, fond de coffre, fondation, sous-fondation):
- arroseuse; - compacteur; - niveleuse;
- transport (bulldozer, scraper) (matériaux résultant du réglage);
- matériel pour protection de surface (enduit, ...).

VI.3.2. Livraison et stockage

A la livraison, il convient de vérifier la conformité de l'agent de traitement (fiche technique, attestation de conformité du produit, certificat d'origine).

La quasi-totalité des agents de traitement utilisés à ce jour pour le traitement des sols sont pulvérulents (chaux, ciment), à l'exception du lait de chaux. Ils doivent être stockés dans des endroits secs et fermés.

a). Fournitures en sac

L'approvisionnement par sacs ne se justifie que pour des chantiers de petite taille ou de géométrie complexe. L'agent de traitement peut être livré en sacs de 25 à 50 kg ou en big bags de 1,5 tonne, généralement sur palettes.

Les sacs doivent être protégés de l'humidité et des courants d'air (sous une bâche imperméable ou dans un abri, dans ce cas les sacs ne peuvent toucher les parois du hangar). Les sacs sont placés au moins 5 cm au-dessus d'une aire bétonnée. Dans le cas de palettes, on utilisera une housse de protection étanche.

b). Fournitures en vrac

Les livraisons d'agents de traitement se font essentiellement en vrac, par camions citernes de 25-30 tonnes. L'agent de traitement peut être déchargé directement dans l'épandeur ou stocké dans des silos étanches, à l'abri de l'air et de l'humidité.

Il existe plusieurs types de silos:

- citernes désaffectées de transport routier. Leur capacité est limitée à 25/30 tonnes;
- silos horizontaux mobiles de 50 à 100 tonnes de capacité. Ils peuvent être facilement déplacés à vide, ce qui permet de limiter les distances de remplissage des épandeurs. Ils sont parfaitement adaptés aux chantiers linéaires (routes, voies ferrées, ...);
- silos fixes, généralement verticaux, de capacité comprise entre 50 et 350 tonnes. Ils sont surtout utilisés sur de gros chantiers non linéaires ou pour les centrales de traitement.



Photo VI.1. Silo horizontal semi-mobile [Code de bonne pratique pour le traitement].

c). Capacité de stockage et organisation des approvisionnements

L'agent de traitement est généralement chargé pneumatiquement dans l'épandeur directement à partir de la citerne de transport. Cela implique une parfaite coordination entre le producteur d'agent de traitement et le chantier (comme la capacité des épandeurs actuels varie entre 4 et 15 tonnes et que celle du camion citerne est de 25-30 tonnes, celui-ci devra vider son chargement en plusieurs opérations).

Toutefois, pour les chantiers importants, il est recommandé de stocker l'agent de traitement dans des silos-tampons. Cette préoccupation répond à un double objectif:

- disposer d'une réserve suffisante pour absorber les aléas divers;
- sur les gros chantiers, bénéficier d'un volume de stockage permettant le refroidissement des agents de traitement, lorsque la demande est importante et qu'ils arrivent encore chauds, ce qui impose de nombreux réglages pour obtenir un épandage uniforme.

Il est souhaitable de disposer d'une capacité de stockage correspondant à au moins un jour d'activité moyenne de traitement.

d). Durée limite du stockage

Agent de traitement livré en sacs:

La durée limite de stockage des sacs dépend de leur mode de stockage:

- sous hangar non humide à peine ventilé, on peut aller jusqu'à trois mois;
- sous bâche en plein air, on ne dépassera pas quelques jours à un mois au maximum selon la saison.

Agent de traitement livré en vrac:

Stocké en vrac, l'agent de traitement est en permanence en contact avec l'air ambiant, notamment à l'occasion des vidanges et remplissages successifs des silos. Cette situation n'est pas trop gênante en période sèche; elle le devient en période humide car l'agent de traitement peut s'hydrater partiellement et perdre ainsi ses qualités et obturer les conduites des silos. Pour cette raison, il est conseillé de limiter la durée du stockage entre 15 jours et un mois selon l'agent de traitement et la saison.

Si l'agent de traitement doit être stocké durant une longue période ou s'il a séjourné dans des conditions de conservation mal connues, des essais de contrôle seront effectués (pour la chaux vive on pourra vérifier la réactivité et le CaO disponible).

e). Précautions particulières

La livraison de chaux et/ou ciment est l'une des opérations les plus délicates pour le personnel (risques de projection dans les yeux, ...). Il convient donc de respecter scrupuleusement les règles de précautions à savoir :

La protection du personnel d'exécution et des riverains vis-à-vis des risques et des nuisances causés par les poussières de l'agent de traitement. Les émissions de poussière d'agent de traitement peuvent, en effet, provoquer des irritations oculaires ainsi que des irritations des voies respiratoires et de la peau.

L'importance des émissions de poussières dépend du matériel utilisé, des conditions atmosphériques et des techniques d'exécution. L'impact est plus ou moins important selon la localisation du chantier (pour les chantiers implantés à proximité d'habitations ou de voiries très fréquentées, ce type de nuisance est plus gênant qu'en plein champ).

On vérifiera le bon fonctionnement des accessoires de transvasement: pompes, filtres, manchons de raccordement, ventilateurs, pour préserver la sécurité du personnel de chantier et de livraison.

f). Choix du lieu de stockage

Les aspects suivants seront à prendre en compte:

- accessibilité: il convient de choisir l'aire de stockage à un endroit facilement accessible en tout temps pour les camions porteurs et épandeurs (chemin d'accès propre, solide et toujours accessible quelles que soient les conditions météorologiques); proximité du chantier: l'aire de stockage doit être suffisamment proche du lieu de traitement;

- nuisances dues aux poussières: compte tenu des nuisances éventuelles que peuvent provoquer les opérations de transvasement de l'agent de traitement, on veillera à implanter la zone de stockage dans un endroit suffisamment éloigné des habitations et des pâturages, on tiendra également compte des vents dominants;

- disponibilité d'un espace suffisant: l'aire de stockage doit avoir une dimension suffisante pour recevoir simultanément un épandeur et le camion citerne d'approvisionnement.

VI.3.3. Préparation du sol

Certains sols exigent une préparation avant de pouvoir être traités. Cette préparation du sol peut conditionner la réussite du chantier, tant sur le plan économique que technique.

Elle permet de:

- faciliter le travail du malaxeur;
- modifier l'état hydrique du sol.

On distingue essentiellement les opérations suivantes:

- Scarification: cette opération élimine les gros éléments susceptibles d'entraver le malaxage, ameublissent et aèrent le sol. Elle permet:

- d'améliorer les rendements des malaxeurs;

- de réduire l'usure des couteaux des appareils;
- d'assécher le sol (si les conditions climatiques sont favorables).

Elle se réalise à l'aide d'un ripper, d'une herse ou d'une charrue.

- Humidification: il s'agit d'une opération très difficile à réaliser car l'arrosage se fait en surface alors qu'on recherche une humidification homogène dans la masse. La méthode la plus courante consiste en:

- une scarification;
- un arrosage à l'aide d'arroseuses de type gravitaire, à pression ou à pompe.

Certains malaxeurs sont équipés d'une rampe d'injection (raccordée à une citerne d'eau qui accompagne le malaxeur) qui arrose le matériau foisonné dans la masse. Ceci permet de regrouper deux opérations en une.

Remarque: On évitera d'ouvrir le sol s'il y a un risque de pluie car un sol scarifié facilite l'infiltration de l'eau, ce qui risque de gêner considérablement la suite des opérations.

VI.3.4. Epandage

a). Matériel

On utilise des épandeurs à dosage volumétrique à trémie fermée, autotractés ou remorqués par camion, tracteur agricole ou bulldozer sur chenilles. Ces épandeurs déversent l'agent de traitement à l'arrière.

On distingue:

- les épandeurs à dosage volumétrique non asservi à la vitesse d'avancement: épandeurs de la première génération, ils se règlent en deux temps. Leur point faible est l'imprécision de l'épandage. Ce type d'épandeur n'est pas à utiliser lorsque le but du traitement est une stabilisation;

- les épandeurs à dosage volumétrique asservi à la vitesse d'avancement: ce sont les engins les plus répandus. Le dosage est rendu indépendant de la vitesse d'avancement par un asservissement de la vis de répartition à la rotation d'un essieu;

- les épandeurs à dosage volumétrique asservi à la vitesse d'avancement et à contrôle pondéral: ils se distinguent du modèle précédent par de nombreux perfectionnements (régularisation de l'écoulement de l'agent de traitement, enregistrement des données de fonctionnement, sécurités, ...) ainsi que par la présence d'un contrôle pondéral embarqué grâce à des pesons électroniques placés sous la cuve. Le réglage est simplifié et la précision de l'épandage améliorée.



Photo VI.2. *Epannage de l'agent de traitement.*

Le choix d'un épandeur dépend de la précision recherchée ainsi que des caractéristiques particulières telles que: capacité, aptitude à circuler sur des sols difficiles, débit, réglage de la largeur d'épandage, équipements susceptibles de faciliter la conduite, hauteur de chute de l'agent de traitement, indicateurs du niveau de remplissage de la cuve, ...

Cas particuliers:

- agent de traitement fourni en sac: l'épandage se fait manuellement en disposant les sacs sur le terrain préalablement quadrillés en fonction du dosage recherché. Les sacs sont ensuite déchirés et le produit est étalé au râteau;

- agents de traitement liquides (lait de chaux, coulis de ciment): ils peuvent être épandus à l'aide d'une arroseuse de taille et de débit adapté au chantier. Un doseur volumétrique asservi à la vitesse d'avancement améliore la précision de l'épandage.



Photo VI.3. *Epanneur remorqué par un tracteur agricole.*



Photo VI.4. *Epanneur autotracté sur chenilles.*

b). Largeur

La largeur d'épandage est de l'ordre de 2 m. Il est possible de la faire varier en travaillant par demi largeur d'épandage grâce à un système de rampes d'élargissement. Ce dispositif permet d'éviter les recouvrements excessifs de bandes.

c). Capacité

La capacité des matériels actuels varie entre 4 et 15 tonnes.

La plage de débit varie, pour les engins courants, entre 6 et 30 kg/m², et pour les plus récents entre 5 et 60 kg/m².

d). Taux d'épandage

La quantité d'agent de traitement à épandre est calculée par la formule suivante:

$$M \text{ (kg d'agent de traitement / m}^2\text{)} = h \times \rho_d \times c/100$$

Avec : c = dosage en agent de traitement visé (fixé par l'étude de traitement) (en % du poids de sol sec);

ρ_d = masse volumique sèche en place du sol à traiter en kg/m³;

h = épaisseur de malaxage en m.

Pour des dosages élevés, il est préférable d'effectuer l'épandage en 2 passes, séparées par une passe du malaxeur.

Il faut se réserver la possibilité d'ajuster les dosages définis par l'étude en laboratoire en fonction des conditions réelles d'exécution sur chantier (conditions météorologiques, état hydrique du sol, ...) afin d'éviter les surdosages inutiles. Les économies ainsi réalisées justifient la présence d'un laboratoire sur le chantier si celui-ci est important.

e). Alimentation des épandeurs

L'épandeur est alimenté pneumatiquement, soit directement du camion de livraison, soit du silo, soit par l'intermédiaire d'un véhicule citerne faisant la navette entre le silo et le chantier, soit en marche dans «un train d'épandage» (tracteur - citerne - épandeuse) lorsque la portance du terrain le permet.

f). Précision des épandeurs

La précision des épandeurs est donnée par un coefficient de variation Cv:

$$Cv \text{ (\%)} = (\sigma/m) \times 100$$

Avec ; m = valeur moyenne des pesées (kg/m²);

σ = écart-type (paramètre donnant la mesure de la dispersion des pesées autour de la moyenne).

Sur chantier il est actuellement difficile de descendre en-dessous d'un Cv de 10 à 20 %. Seuls quelques épandeurs, dont celui à contrôle pondéral, permettent d'atteindre un Cv de 5 à 10 % dans des conditions fiables et répétitives.

La précision dépend de 3 paramètres essentiels:

- du type d'appareil (hauteur de chute de l'agent de traitement, indicateurs de manque d'agent de traitement, facilité de réglage du dosage, possibilité d'aide à la conduite, ...);
- du niveau d'entretien de l'appareil (jupes en caoutchouc canalisant l'agent de traitement vers le sol, système de réglage du dosage, ...);
- du savoir-faire du conducteur (vitesse de translation, recouvrement des bandes, respect du nombre de passes).

g). Contrôle de l'épandage

Deux méthodes peuvent être utilisées pour contrôler l'épandage:

- Pesées périodiques de l'agent de traitement recueilli dans des bâches de surface connue disposées sur le sol avant passage de l'épandeur. La quantité recueillie s'obtient par différence de poids de la bêche avec ou sans agent de traitement. La bêche peut sur certains sols se déformer et ne pas présenter la même surface, c'est pourquoi il est conseillé d'utiliser des plateaux en aluminium, plus lourds et moins déformables.
- Contrôle du poids total de l'agent de traitement répandu divisé par la surface couverte. Il s'agit d'une méthode globale s'appuyant sur un contrôle pondéral associé à une mesure de surface.

Ces deux méthodes peuvent être appliquées:

- au démarrage des travaux pour étalonner l'épandeur et le régler au dosage voulu (ou lors de la réalisation de la planche d'essai);
- en cours de travaux: il s'agit de vérifier la quantité d'agent de traitement répandu par m² ainsi que le bon fonctionnement et la bonne utilisation du matériel.
- Pour qu'elle soit réussie, cette opération du liant doit se faire par des épandeurs précis (Photo VI.3 et VI 4), de préférence à doseurs volumétriques dont le débit est asservi à la vitesse de déplacement du porteur.

- La procédure pratique de contrôle de régularité de l'épandage de liant (Photo VI.5), consiste à déposer au hasard une série de bâches sur la surface de la plate-forme à traiter et les peser juste après le passage de l'épandeur une fois recouverte par le liant de traitement.



Photo VI.5. L'épandage et contrôle du liant.

VI.3.5. Malaxage

- Le malaxage en place du sol avec un liant (Photo VI.6), doit se faire par un matériel performant (le pulvimixeurs à arbre horizontal par exemple) permettant de bien homogénéiser le mélange (sol+liant) sur des épaisseurs assez importantes variant entre 30 et 40 cm ;

- Le malaxage avec des pulvimixeurs doit être effectué par bandes parallèles avec un recouvrement d'au moins 10 cm.



Photo VI.6. Le malaxage de liant au cours du traitement.

VI.3.6. Compactage

- Le compactage doit suivre juste après l'opération de malaxage (Photo VI.7), et doit se faire en deux phases : phase 1 : compactage partiel après préréglage et phase 2 : compactage final après réglage.



Photo VI.7. Compactage partiel.

VI.3.7. Réglage

- Le réglage est une opération délicate qui se réalise généralement à la niveleuse en deux séquences : préréglage et réglage final séparé par l'opération de compactage partiel.

- Le réglage final "raboitage" doit se faire par enlèvement et évacuation de la surépaisseur laissée, sur toute la surface de la couche traitée, à la fin du compactage partiel.

- Le raboitage doit se faire dans la plage des 2/3 du délai de maniabilité.

- Une surépaisseur d'environ 3 cm du mélange doit être prévue lors de la phase de malaxage pour tenir compte de l'épaisseur rabotée.

VI.3.8. Protection du matériau traité

Toutes les couches de forme traitées doivent recevoir une protection superficielle pour la protéger contre une déshydratation ou une humidification excessive due à l'atmosphère. Elle permet également de maintenir l'état hydrique du matériau traité et de favoriser l'accrochage entre la couche de forme et la couche de fondation.

- **Stabilisation au ciment:**

Il est d'usage de respecter un délai d'au moins 7 jours entre la fin du traitement et la mise en service d'une plate-forme stabilisée au ciment pour lui permettre d'atteindre un niveau de performance acceptable.

Certaines plates-formes supportent ensuite un trafic de chantier de longue durée avec parfois des intempéries sévères (cas des fonds de coffre devant passer un hiver).

Il convient dans ces conditions de protéger la plate-forme contre les effets des intempéries (Humidification, assèchement) et du trafic.

- **Stabilisation à la chaux et/ou ciment:**

La protection des couches traitées est une étape importante. Elle permet d'éviter des problèmes de fissuration qui peuvent apparaître dans des couches stabilisées. La protection contre la dessiccation des couches de fondation traitées consiste à appliquer (le plus vite possible après le compactage, lui-même suivi d'un léger arrosage, ou au plus tard en fin de journée) une émulsion de bitume avec 3 kg/m² de sable.



Photo VI.8. Exemple de protection des sols traités.

VI.3.9. Délais d'exécution

Les délais à respecter pour atteindre les objectifs visés par le traitement varient en fonction de l'additif utilisé et du type de traitement appliqué:

- amélioration (chaux - liants composés): ce traitement permet aux sols d'acquies immédiatement l'amélioration de leurs propriétés géotechniques (portance, résistance à la pénétration, aptitude au compactage);
- stabilisation des sols à la chaux: les réactions à long terme entre la chaux et les minéraux argileux sont lentes à température ordinaire. Ainsi, dans nos régions, un mélange sol-chaux n'aura pas encore acquis pleinement sa stabilité au gel au seuil du premier hiver qui suit sa

mise en œuvre. Il faut donc éviter qu'une période de gel suive le traitement à la chaux, ce qui pourrait diminuer les caractéristiques du sol stabilisé;

- stabilisation des sols au ciment: la vitesse de réaction des ciments avec le sol permet au sol traité d'atteindre rapidement les exigences de résistance au gel (de l'ordre de quelques semaines selon la température ambiante et la classe de ciment utilisée).

VI.4. Les traitements aprioris

En effet il est rare qu'un unique produit soit utilisé pour améliorer qualitativement, quantitativement et durablement les performances mécaniques du matériau dont il est question. Ainsi, on a souvent à traiter un sol à la chaux, et au liant hydraulique, et/ou avec des correcteurs granulométriques. Six modalités différentes de traitement sont examinées. Ces solutions distinctes traduisent le fait qu'il est couramment impossible de décider une technique de traitement plus appropriée à une autre au projet, à partir de la seule donnée de la classe de sol ; il faut également considérer les exigences économiques. Dans tous les cas, c'est-à-dire au traitement à la chaux, aux ciments ou aux LHR il convient: - de déterminer le choix du ou des produits de traitement, les dosages nécessaires pour atteindre les performances mécaniques escomptées par une étude de laboratoire, ainsi que la plage de teneur en eau du mélange sol-liant dans laquelle il est susceptible d'atteindre ces résistances (de s'assurer de la constance dans le temps des liaisons conçues grâce au traitement). Suivant la nature et l'état des matériaux, le traitement à recommander peut être :

- un traitement aux liants hydrauliques, notamment adapté aux sols peu ou pas argileux.

L'association de chaux peut être retenue selon l'état hydrique,

- un traitement mixte chaux + ciment dans le cas des sols moyennement argileux,

- un traitement à la chaux seule, adéquat aux sols argileux et très argileux,

- un traitement associant liant hydraulique et correcteur granulométrique dans le cas de sols granulaires peu transformables si le coût s'avère favorable par rapport au seul emploi de liant hydraulique,

- un traitement par apport d'un correcteur granulométrique uniquement. Dans ce cas, le malaxage et le dosage du correcteur n'exigent pas la même précision. Des techniques telles qu'un répannage du correcteur à la niveleuse et un malaxage à la charrue à disques, ou réalisé suivant la méthode dite de « dépôt-reprise » peuvent se révéler suffisantes. Les caractéristiques du correcteur granulométrique doivent être approuvées par une étude géotechnique.

La photo VI.9 représente un exemple d'un aspect visuel d'un sol après traitement

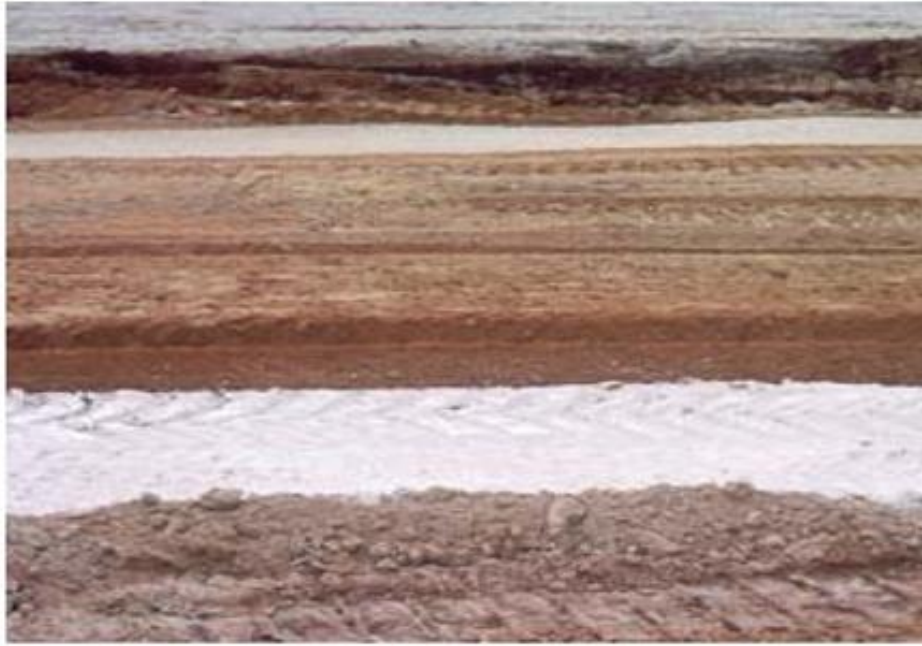


Photo VI.9. Aspect visuel d'un sol après traitement.

VI.5. Conclusion

Le traitement des sols avec de la chaux et/ou des liants hydrauliques est aujourd'hui une méthode éprouvée et qui est en passe de devenir incontournable dans les chantiers d'amélioration des sols. En effet, elle offre de nombreux avantages tant en termes de caractéristiques mécaniques sur les matériaux traités que sur un plan économique. Cependant cette technique peut s'avérer complexe, notamment lors de la réalisation de l'étude de formulation. La composition des sols étant extrêmement variable il est nécessaire de redéfinir à chaque fois les caractéristiques géologiques pour faire le choix du traitement à privilégier et du dosage à appliquer.

VII.1. Introduction

Il est indispensable avant d'entamer les travaux de traitement du sol, de mener une étude d'identification et classification des matériaux utilisés. Cette étude sera effectuée au moyen d'essais au laboratoire dont les résultats seront pour l'utilisation en guide de traitement des sols (GTS). Ces essais sont réalisés au niveau de deux laboratoires : laboratoire national d'habitat et de construction (LNHC), unité de Sidi BelAbbes et le laboratoire du département du génie civil de la faculté des sciences de l'ingénieur. On décrira les différents matériaux sélectionnés (sols et liants), ainsi que les procédures expérimentales retenues pour les ajouts incorporés, le traitement des deux sols choisis et leur compactage. Les différents paramètres pris dans cette étude sont : 1- la nature du sol, 2- les liants et les ajouts, 3- le type de traitement.

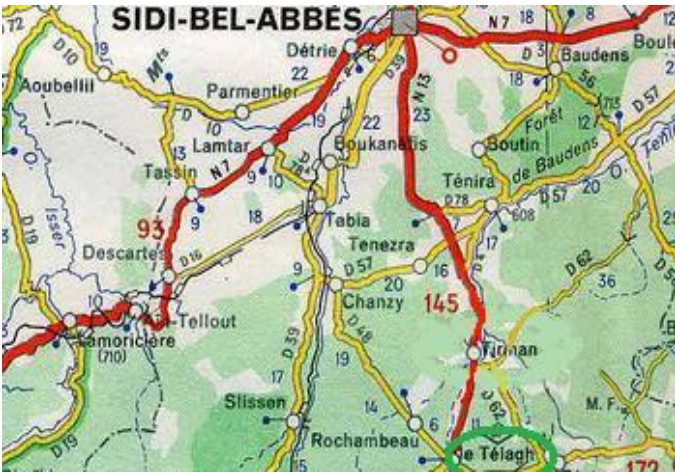
VII.2. Présentation des matériaux étudiés

Dans cette étude deux sols ont été sélectionnés pour lesquels le traitement à la chaux, les ajouts et/ou au liant hydraulique est préconisé par le Guide des Terrassements Routiers ou Guide des Traitements des Sols. Il s'agit d'un sol limoneux provenant de la région de TELAGH et un sol argileux provenant de la région de SIG. La principale différence entre ces deux sols est la présence d'une importante fraction argileuse dans le sol de SIG. La classification des sols proposée par le Guide des Terrassements Routiers (GTR) passe par un certain nombre d'essais destinés à étudier le comportement du sol avant traitement, repris dans la norme NF P11-300 :

- teneur en matières organiques par calcination CMOC (XP P94-047) ;
- analyse granulométrique par voie humide (XP P94-041) : le tamisage du sol va permettre d'obtenir la dimension maximale des grains du sol D_{max} , la dimension du tamis pour laquelle le passant représente 80 à 99% du sol D et la proportion de particules inférieures à $80\mu m$;
- activité argileuse par la valeur au bleu du sol VBs (NF P94-068) : l'influence de la fraction argileuse et sa sensibilité à l'eau sont définies lors de cet essai ;
- teneur en eau naturelle w_{nat} (NF P94-050) ;
- optimum Proctor normal ou modifié (w_{OP} ; γ_{dOP}) et indice portant immédiat IPI à w_{nat} (NF P94-093 et NF P94-078).

VII.2.1. Sol de TELAGH

Le sol objet de notre étude provenant de la localité de Guetna commune de TELAGH à 50 km de Sidi Bel Abbés, (Algérie) (Photo VII.1). Les prélèvements du sol sont effectués par le biais d'une pelle mécanique après avoir enlevé la terre végétale. Ce sol étant remanié est renfermé dans des sacs hermétiques puis transporté aux laboratoires pour l'étude.



a)-Localisation du site du sol à étudier

b)-Echantillon du sol étudié

Photo VII.1. Localisation du site du sol de TELAGH.

Dans cette étude on a déterminé la nature chimique du sol pour connaître le degré d'agressivité du sol et la présence de certains éléments chimiques qui ont des effets nocifs sur les réactions au cours du traitement. Les résultats des analyses chimiques réalisées sont regroupés dans le tableau VII.2.II . On définit par la suite **sa teneur en eau** naturelle (w_{nat}) qui est le rapport de la masse de l'eau à la masse de la matière sèche. Pour mesurer la teneur en eau on a prélevé 50 g de sol et on a pesé l'échantillon à sa teneur en eau naturelle, soit P le poids humide. On passe ensuite cet échantillon à l'étuve (Photo VII.2) jusqu'à ce que le poids reste constant. Soit P_s son poids sec, la teneur en eau est donnée par l'expression : $w_{nat} = \frac{P - P_s}{P_s}$ et mesurée selon la norme NF P 94- 050. On a réalisé trois pesées pour vérifier la teneur en eau naturelle. Les résultats des différents teneurs en eau mesurées sont regroupés dans le tableau VII.1.

Tableaux V.1. Résultat de la teneur en eau du sol de TELAGH.

| Échantillon N ⁰ | I | II | III |
|----------------------------|-------|-------|-------|
| w_{nat} (%) | 14,78 | 14,87 | 14,81 |
| w_{moy} (%) | 14,82 | | |

Tableaux VII.2. Résultats des essais chimiques du sol de TELAGH

| Composition chimique | Quantité (%) |
|--|--------------|
| Silice (SiO ₂) | 38,86 |
| Chaux (CaO) | 27,01 |
| Matières organiques | 1,2 |
| Oxyde de fer (Fe ₂ O ₃) | 1,36 |
| Alumine (Al ₂ O ₃) | néant |



Photo VII.2. Séchage des échantillons dans l'étuve.

L'analyse granulométrique d'un sol a pour but de déterminer, en poids, la distribution des particules des sols suivant leurs dimensions. De cette distribution résulte la classification du matériau. L'analyse granulométrique s'obtient par deux opérations successives :- Le tamisage à sec pour les particules de dimensions supérieures ou égales à 80 µm.- Lorsque le sol étudié comporte une quantité importante de particules inférieures à 80 µm, on procède à l'analyse sédimentométrique (PhotoVII.3.a et b). La sédimentométrie est un essai qui complète l'analyse granulométrique par tamisage sous l'eau. Le résultat de l'analyse granulométrique (**Figure VII.1**) (faite selon NFP 94- 041 et NFP 94- 057), a montré que notre sol est constitué de plus de 56 % d'éléments inférieurs à 80 µm.



a. Le tamisage par voie humide.



b. La sédimentométrie.

Photo VII.3. Le déroulement de l'essai de l'analyse granulométrique du sol de TELAGH

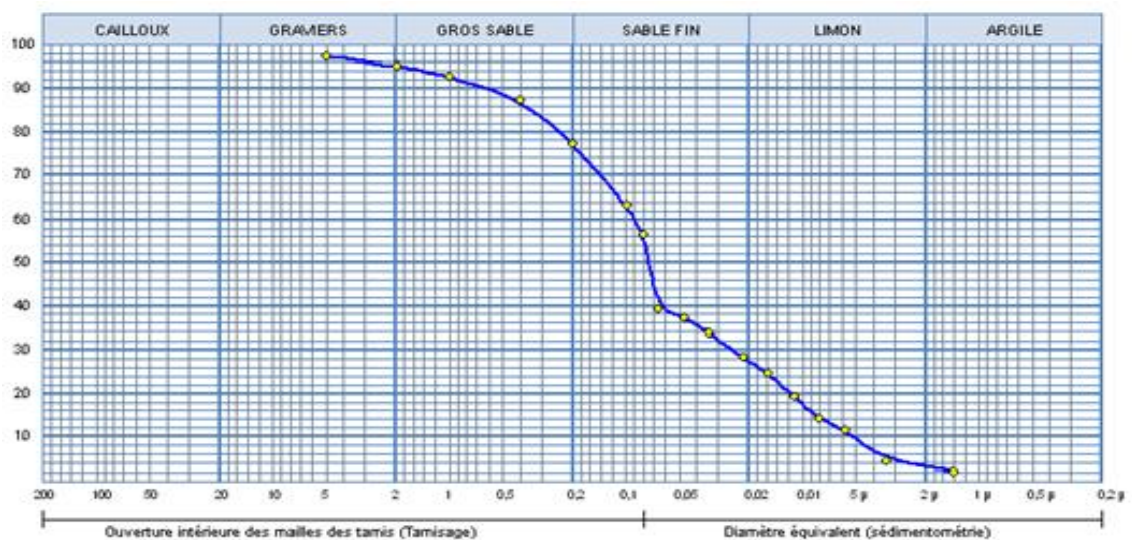
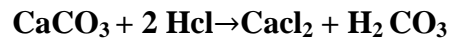


Figure VII.1. Courbe granulométrique du sol de TELAGH.

Afin de déterminer la teneur en carbonate de calcium CaCO_3 , on utilise le calcimètre de Bernard. L'essai consiste à une attaque d'une prise d'essai du matériau (fraction granulométrique $<0,2 \text{ mm}$) par l'acide chlorhydrique (HCl) concentré. La teneur en carbonate (w_{CaCO_3}) de calcium d'un échantillon de sol est le rapport entre le volume de gaz carbonique (CO_2) dégagé par **1 gramme** d'échantillon au volume de gaz carbonique (CO_2) dégagé après attaque dans les mêmes

conditions d'une prise d'essai de carbonate de calcium pure. La réaction qui se produit est de la forme :



$$W_{\text{CaCO}_3} = \frac{\text{volumedegazCO}_2\text{dégagépar1gd'échantillon}}{\text{volumedegazCO}_2\text{dégagépar1gdeCaCO}_3}$$

La teneur en carbonate de calcium obtenue est de l'ordre de **6%**.

L'essai de la détermination du poids volumique des grains solides est réalisé à l'aide du pycnomètre, selon la norme (**NF P 94-054**). Les résultats ont donné la valeur moyenne de $\gamma_s = 26.7 \text{ kN/m}^3$. La photo VII.4 montre le déroulement de trois essais répétés au pycnomètre.



Photo VII.4. Appareillage de l'essai du poids volumique des grains solides.

La détermination des **limites d'Atterberg** est fondamentale dans le cas des sols fins car elles permettent d'évaluer la plasticité. Par définition, les limites d'Atterberg ont pour but de déterminer les teneurs en eau de référence liées au changement d'état du matériau. Ces limites sont déterminées sur la fraction du sol passant à travers le tamis de $400 \mu\text{m}$. **Limite de liquidité (w_L)** : correspond à la teneur en eau permettant un éloignement des particules suffisant pour annuler pratiquement les forces inter-particulaires ce qui leur permet un déplacement relatif libre (Photo VII.5). **Limite de plasticité (w_p)** : correspond à la teneur en eau suffisante pour permettre une certaine liberté de déplacement relatif des particules mais trop faible pour les éloigner au point de réduire fortement les forces de liaisons entre elles (Photo VII.6).



Photo VII.5. Appareillages de Casagrande.



PhotoVII.6. Essais de limite de liquidité.

L'Indice de plasticité (I_P) : $I_P = W_L - W_P$: celui-ci correspond à l'amplitude du domaine plastique dans lequel le matériau peut subir des déformations irréversibles à volume constant sous contraintes [Robitaille V et Trembley D; 1997]. Les résultats des limites d'Atterberg obtenus, selon la norme NFP 94- 051 sont illustrés dans le tableau V.3.

Tableau VII.3. Résultats des limites d'Atterberg du sol de TELAGH

| $W_L(\%)$ | $W_P(\%)$ | $I_P(\%)$ |
|-----------|-----------|-----------|
| 33.0 | 21.03 | 11.97 |

La capacité d'adsorption du matériau est déterminée à l'aide du test de la tache. Ce dernier consiste à former avec une goutte de la suspension sur du papier filtre normalisé, une tache qui est le dépôt de sol coloré en bleu, entouré d'une zone humide en générale incolore. Ce paramètre intervient dans la classification GTR (GTR, 2000), pour caractériser les sols fins et pour distinguer les différentes familles de sols. L'excès du bleu se traduit par l'apparition dans cette zone d'une auréole d'un bleu clair. Donc on conclut que le test est positif.

$$V_B = \frac{\text{Quantité de bleu adsorbée (cm}^3\text{)}}{\text{Poids sec de la prise}}$$



Photo VII.7. Essais au Bleu de Méthylène (V_B).

La valeur trouvée dans le cas de notre matériau est de l'ordre de $V_B = 1.23$. Cette valeur montre clairement que ce sol est faiblement sensible à l'eau donc un potentiel de gonflement moyen. Le tableau VII.4 qui regroupe les types de sol, nous indique que le matériau testé est un sol limoneux.

Tableau VII.4. Classification des sols.

| La valeur de bleu | Type de sol |
|-------------------|------------------------|
| $V_B < 0.2$ | Sols sableux |
| $0.2 < V_B < 2.5$ | Sols limoneux |
| $2.5 < V_B < 6$ | Sols limoneux argileux |
| $6 < V_B < 8$ | Sols argileux |
| $V_B > 8$ | Sols très argileux |

Les caractéristiques de compactage Proctor sont très utilisées pour identifier les matériaux en vue de définir les spécifications de compactage applicables dans la construction des remblais, des couches de forme et des assises de chaussées. Il s'agit de déterminer la teneur en eau optimale conduisant à une force portante maximale pour un sol donné, selon des conditions de compactage précises. On détermine la teneur en eau optimale de l'essai Proctor normale (w_{OPN} %) correspondante à la masse volumique sèche maximale (γ_{dOPN}) selon la NF P 94-093. Le tableau VII.5 résume l'ensemble des résultats des différents essais physiques réalisés.

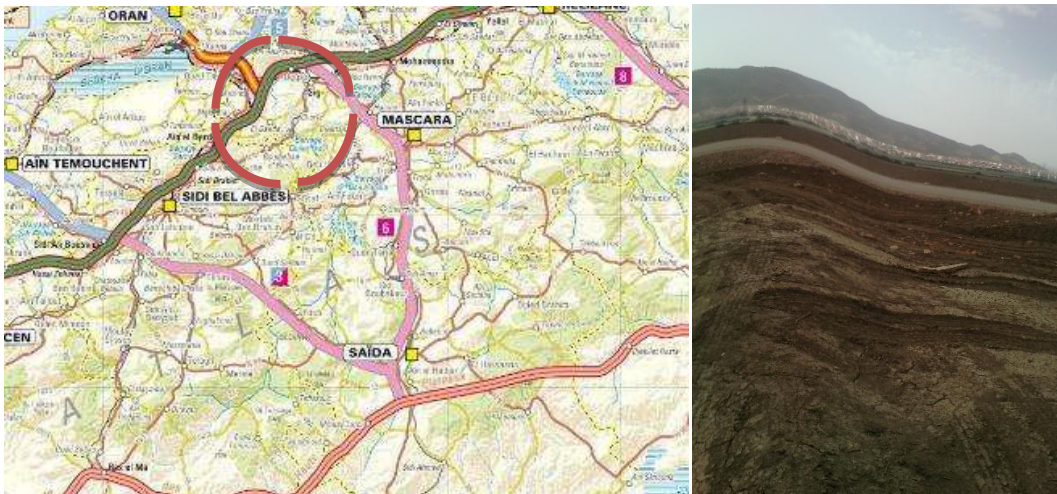
Tableau VII.5. Caractéristiques physiques du sol de TELAGH.

| <80 μ m (%) | W _{nat} (%) | W _{OPN} (%) | γ_d (g/cm ³) | W _L (%) | W _P (%) | I _P (%) | γ_s (kN/m ³) | VBS |
|-----------------|----------------------|----------------------|---------------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|---------------------------------|------|
| 56.80 | 14.82 | 15.6 | 1.77 | 33.0 | 21.03 | 11.97 | 26 | 1.23 |

VII.2.2. Sol de OUGEZ (SIG)

Le sol a été prélevé des zones de déblais à l'aide d'une pelle mécanique à une profondeur de 70 cm situés au PK 5+800 d'un tronçon de l'Autoroute de 43 km menant vers la pénétrante de la wilaya de Mascara (Photo VII.8). Le sol a ensuite été séché à l'étude à 40°C.

Le matériau a été tamisé à 2 mm. Après cette étape, la fraction inférieure à 2 mm a été homogénéisée par quartage du matériau.



a)- Localisation du site du sol à étudier

b)-Echantillon du sol étudié

Photo VII.8. Localisation du site du sol de SIG.

Enfin le matériau a été conditionné en fût jusqu'à utilisation. Le résultat de l'analyse granulométrique (Figure VII.2) réalisé selon la norme NFP 94- 041 et NFP 94-057 a montré que notre sol est constitué de plus de **75.90%** d'éléments inférieurs à 80 μ m.

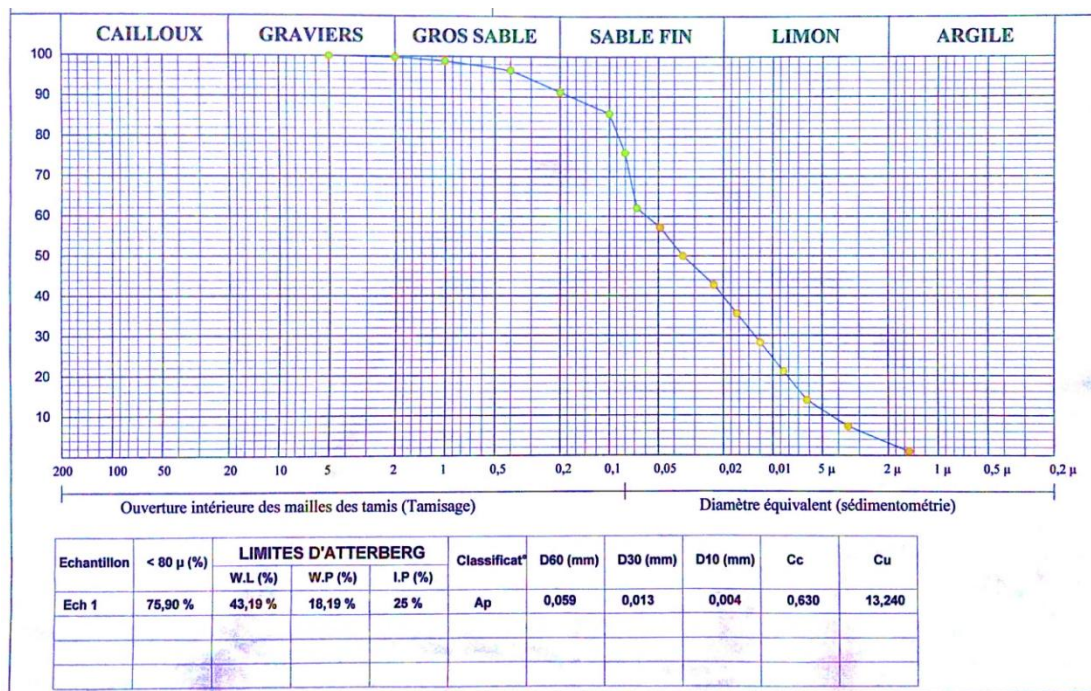


Figure VII.2. Courbe granulométrique du sol de SIG.

Les résultats des analyses chimiques du sol de SIG sont regroupés dans le tableau VII.6.

Tableaux VII.6. Résultats des essais chimiques du sol de SIG.

| Composition chimique | Quantité (%) |
|--|--------------|
| Silice (SiO ₂) | 38,10 |
| Chaux (CaO) | 18,77 |
| Alumine (Al ₂ O ₃) | 12,96 |
| Oxyde de fer (Fe ₂ O ₃) | 4,76 |
| Oxyde de magnésium (MgO) | 2,68 |
| Trioxyde de Soufre (SO ₃) | 0,06 |
| Oxyde de potassium (K ₂ O) | 1,90 |
| Oxyde de sodium (Na ₂ O) | 0,10 |
| Chlore (Cl) | 0,27 |
| (PAF) | 19,75 |

Les résultats de **la teneur en eau** naturelle (w_{nat}) du deuxième sol est estimée à **8.55%**. La détermination des **limites d'Atterberg** est fondamentale dans le cas des argiles car elles permettent d'évaluer la plasticité qui est une propriété très importante pour les sols argileux. Les résultats sont représentés dans le tableau VII.7.

Tableau VII.7. Présentation des valeurs des limites d'Atterberg du sol de SIG

| w_L (%) | w_P (%) | I_P (%) |
|-----------|-----------|-----------|
| 43.2 | 18.2 | 25 |

La **valeur au bleu de Méthylène** est déterminée par l'essai au bleu de méthylène qui permet d'évaluer la surface spécifique d'échange d'un matériau argileux, ce qui constitue un bon indicateur de sa susceptibilité au phénomène de retrait gonflement, nettement plus représentatif que l'indice de plasticité qui n'est que très partiellement corrélé au comportement du sol vis-à-vis du retrait gonflement. Cet essai consiste à mesurer la capacité d'adsorption en bleu de méthylène, c'est à dire la quantité de ce colorant nécessaire pour recouvrir les surfaces externes et internes de toutes les particules argileuses présentes dans 100 g de sol. Les résultats des valeurs au bleu de méthylène donnent une moyenne de **3.26**. Cette valeur montre que ce sol est fortement sensible à l'eau. La valeur moyenne de la **masse volumique des grains solides** du deuxième sol est estimée à **2.65 g/cm³**. La valeur de $CaCO_3$ de ce sol est de l'ordre de **29.80%**.

Les **caractéristiques de compactage** Proctor dans le moule CBR du sol de SIG sont résumées dans le tableau VII.8.

Tableau VII.8. Caractéristiques de compactage du sol de SIG.

| | Energie de compactage |
|-------------------------------------|-----------------------|
| Caractéristiques à l'OPN | 56 coups |
| W_{OPN} (%) | 17.9 |
| γ_{dOPN} (t/m ³) | 1.68 |
| IPI à l'OPN | 5.65 |

Le tableau VII.9 résume l'ensemble des résultats des différents essais physiques réalisés.

Tableau VII.9. Caractéristiques physiques du sol de SIG.

| <80µm (%) | w _{nat} (%) | w _{OPN} (%) | γ _d (g/cm ³) | w _L (%) | w _P (%) | I _p (%) | γ _s (kN/m ³) | VBS |
|-----------|----------------------|----------------------|-------------------------------------|--------------------|--------------------|--------------------|-------------------------------------|------|
| 75.90 | 8.56 | 17.9 | 1.68 | 43.2 | 18.2 | 25 | 26.5 | 3.26 |

Le tableau VII.10 regroupe les paramètres de classification des deux sols selon le GTR 2000.

Tableau VII.10. Paramètres de classification des deux sols selon GTR 2000.

| Sols | <80µm (%) | w _{nat} (%) | w _L (%) | I _p (%) | VBS |
|----------------------|-----------|----------------------|--------------------|--------------------|------|
| Sol de TELAGH | 56 | 14,82 | 33 | 11,97 | 1,23 |
| SOL DE SIG | 75.90 | 8,56 | 43,2 | 25 | 3,26 |

D’après les caractéristiques mentionnées dans le tableau VII.10, le sol de TELAGH est classé en A_{1h} (sol humide) et le sol de SIG est classé en A_{2s} (sol sec) (voir Figure VII.3)

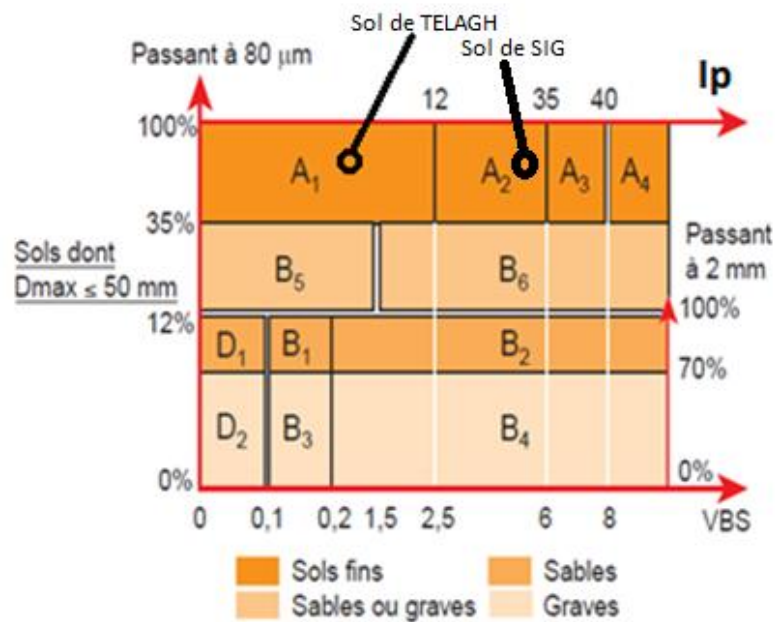


Figure VII.3. Classification GTR des sols selon NF-P11-300 [LCPC-SETRA, 2000].

VII.2.3. La chaux

La chaux utilisée est une chaux vive CaO ramenée directement de l’usine de SAIDA située dans la région Ouest de l’Algérie, livrée en sac. (Photo VII.9).



Photo VII.9. La chaux.

Ses Propriétés physico-chimiques ont été fournies par l'usine de fabrication et représentées dans le tableau VII.11.

Tableau VII.11. Propriétés physico-chimiques de la chaux.

| Nom chimique | Chaux (%) |
|--------------------------------|-----------------------------|
| Apparence physique | Poudre blanche sèche |
| CaO | > 83.3 |
| MgO | < 0.5 |
| Fe ₂ O ₃ | <2 |
| Al ₂ O ₃ | <1.5 |
| SiO ₂ | <2 .5 |
| SO ₃ | <0.5 |
| Na ₂ O | 0.4-0.5 |
| CO ₂ | <5 |
| CaCO ₃ | <10 |
| Densité spécifique | 2 |
| Plus 90 µm (%) | <10 |

VII.2.4. Le ciment

Le ciment utilisé est le **CEM I** d'une classe de **42.5**. Le tableau VII.12 donne les différents résultats obtenus d'après l'usine de cimenterie de Chlef. Le tableau VII.13 donne aussi la composition chimique du ciment utilisé. Les résultats sont communiqués par l'usine de fabrication de Chlef.

Tableau VII.12. Les caractéristiques physiques du ciment utilisé.

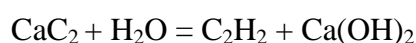
| Essais physico mécanique | Valeurs mesurées |
|---------------------------------|------------------|
| SS Blaine Cm ² /g | 3500 |
| Consistance % | 26.32 |
| Début de prise (h,mn) | 2 :13 |
| Compression 02 jours (MPA) | 16.62 |
| Compression 07 jours (MPA) | 34.97 |
| Compression 28 jours (MPA) | 44.89 |
| Flexion 02 jours (MPA) | 3.32 |
| Flexion 07 jours (MPA) | 5.40 |
| Flexion 28 jours (MPA) | 6.17 |
| Expansion à chaud sur pâte (mm) | 01.51 |

Tableau VII.13. Les caractéristiques chimiques du ciment utilisé.

| Composition chimique | Quantité (%) |
|--------------------------------|--------------|
| Insolubles (INS) | 0.97 |
| Perte au feu | 05.14 |
| CAO libre | 00.70 |
| SiO ₂ | 20.71 |
| Al ₂ O ₃ | 05.29 |
| Fe ₂ O ₃ | 03.47 |
| CaO | 62.07 |
| MgO | 01.12 |
| SO ₃ | 1.66 |

VII.2.5. Le lait de chaux

Le lait de chaux est une solution saturée d'hydroxyde de calcium Ca(OH)₂ connu sous le nom de **résidu de carbure de calcium** (RCC) (photo VII.10). Ces résidus sont produits par la décomposition du carbure de calcium CaC₂ avec l'eau comme le montre l'équation suivante [Jaturapitakkul and Roongreung 2003]:



La composante dominante du RCC est Ca (OH)₂, avec des quantités limitées de carbonate de calcium (CaCO₃), SiO₂, et trace d'éléments de sulfure, d'oxyde de métal et de matières

organiques [Kampala et Horpibulsuk 2013]. Le RCC est actuellement répandue en développement et aux pays développés semblables [Sharma et Reddy2004; Du et al 2011; Phetchuay et al 2014]. Le RCC apparaît généralement comme haute alcaline et à haute teneur en humidité en suspension. S'il n'est pas manipulé correctement, le RCC devient une source de pollution à la surface et à l'eau souterraine [Krammart et Tangtermsirikul2004; Sharma et Reddy 2004]. Ce sont des sous-produits industriels et s'accumulent rapidement sous forme de dépôts en tas dans le monde entier. On a constaté que, dans le cadre de la construction des remblais routiers, d'énormes quantités de RCC étaient consommées, car ces derniers constituent un additif chimique peu coûteux en énergie et écologique utilisé pour stabiliser le sol. De précédentes études se sont intéressées au comportement mécanique de sols stabilisés à l'aide de RCC. Cependant, relativement peu de travaux de recherches ont été réalisés sur l'étude de comportement des sols traités avec des RCC. Le tableau VII.14 résume les caractéristiques de ce produit.

Tableau VIII.14. Les caractéristiques de lait de chaux.

| Composant | Pourcentage (%) |
|------------------|------------------------|
| Ca(OH) | 27,5 à 8 |
| NaOH + KOH | 0,2 à 0,6 |
| H ₂ O | 91 à 92 |



Photo VII.10. Lait de chaux.

VII.2.6. La fumée de silice

C'est un produit en poudre nommé « SILTEK POWDER ». Il est constitué par une excellente silice active micronisée communément appelée « fumée de silice ». Par sa haute composition en surface spécifique, est considérée, aujourd'hui, comme l'un des meilleurs produits à haute activité pouzzolanique. La fumée de silice est constituée de 93 à 98% de particules sphériques de SiO₂ amorphes avec des dimensions de quelques dixième de microns, c'est ainsi que sa surface spécifique s'élève à environ 220.000cm²/g. Cette caractéristique lui permet de capter et de fixer l'hydrate de calcium [Ca(OH)] et de le transformer, en un premier temps, en silicate hydrate et successivement en silicate de calcium stable et irréversible. SILTEK POWDER, ajouté au mélange, en raison de 2 à 8% du poids du ciment, capte et réagit avec la chaux libre, et remplit ainsi les vides présents dans la pâte cimentaire, ce qui rend plus compact, plus imperméable et plus résistant le conglomérat et par conséquent plus durable et avec un meilleur aspect. Dans le SILTEK POWDER, la dimension moyenne des particules est de 0.05 à 0.15µm (microns). La densité des grains est environ 0,3 kg/dm³. Le tableau VII.15 donne les analyses minéralogiques du produit utilisé.

Tableau VIII.15. Les caractéristiques minéralogiques de la fumée de silice.

| Composition minéralogiques | Quantité (%) |
|-----------------------------------|---------------------|
| SiO ₂ > | 95% |
| CaO< | 0.5 |
| MgO< | 1 |
| Fe ₂ O ₂ < | 1 |
| Al ₂ O ₃ < | 0.5 |

VII.2.7. Le verre broyé

L'échantillon de verre utilisé dans notre étude est obtenue après broyage des quantités des déchets de verre, ce dernier est tamisé à 0.08mm et séché à l'étuve pendant 24 heures à 105°C, voir (Photo VII.11).



Photo VII.11. Verre broyé à 0.08 mm.

VII.3. Procédure expérimentales

L'objectif de notre étude est de déterminer la faisabilité de la valorisation des matériaux dans une couche de forme ou remblai ainsi que les conditions de sa mise en œuvre, notamment les paramètres de compactage. Lors d'une étude de traitement de sol, le choix du liant est essentiellement conditionné par deux critères. Le premier est un critère technique : en fonction de la nature et des propriétés du matériau à traiter, on choisit des liants qui sont, à priori, « adaptés » au type de sol et aux performances requises. Cependant, on pratique un essai spécifique (aptitude des liants au traitement), réalisé en amont de la caractérisation des performances mécaniques. Le second paramètre qui entre en jeu est lié à des critères géographiques et économiques. En effet, le coût de transport d'un liant entre son lieu de production et de mise en œuvre a de fortes répercussions sur le budget global d'un chantier. Concernant les dosages du liant et/ou ajouts, nous nous sommes basés sur les préconisations du GTS [GTS, 2000]. Il est indiqué par exemple que pour un matériau de type A₁, les dosages en liant hydraulique tel que le ciment doivent être de l'ordre de 7 % (pourcentages calculés par rapport à la masse sèche totale). Nous avons décidé d'abaisser le dosage en ciment jusqu'à 6 %.

Dans notre étude on travaille sur un sol reconstitué. Le programme expérimental consiste à réaliser des mélanges sol-liant et/ou ajouts. Autrement dit, mélanger à un sol de référence à des dosages déterminés que l'on intègre dans l'eau de compactage. Un sol de référence est un sol pour lequel lors d'une étude géotechnique, le traitement a été reconnu efficace. Cette

procédure permet de quantifier la variation des paramètres géotechniques et physico-chimiques obtenus sur un même sol avec ou sans ajouts.

VII.3.1. Préparation des mélanges sol-liant et /ou ajouts

On commence la procédure de traitement tout d'abord par séchage des échantillons à l'étuve à 60°C pendant 24 h ensuite on mélange soigneusement le matériau sec pendant environ 15 min par substitution à différents pourcentages de liant et/ou ajouts (méthode de remplacement massique d'une quantité de sol par le liant/ajouts) selon la norme NF EN 197-1. Le malaxage ce fait à l'aide d'un malaxeur à couteaux avec éventuellement de l'eau distillée, jusqu'à l'obtention d'un matériau homogène. Les conditions de malaxage des mélanges (NF P94-093), de confection (NF EN 13286-53) et de conservation des éprouvettes seront identiques pour l'ensemble des éprouvettes d'une même série d'essais. Les échantillons de sols non traités et traités sont préparés avec une teneur en eau optimale de chaque type de sol et compactés à la densité sèche maximale correspondante. Pour les échantillons non traités deux sols sont mélangés directement avec la quantité d'eau désirée. Ensuite, les mélanges ont été conservés dans des sacs en plastique hermétiques et stockés à température ambiante pendant 24 heures pour les sols non traités et 1 heure pour les échantillons de sols traités. Ces dispositions garantissent l'homogénéité de la teneur en eau dans le mélange.

VII.3.2. Confection des échantillons et mode de réalisation des essais mécaniques

Pour obtenir la densité désirée, les différents mélanges sont compactés par compression statique à l'aide d'une presse hydraulique (Presse Marshall) avec une vitesse de chargement appliquée de 2 mm/min. Les échantillons compactés ont été maintenus environ 30 minutes sous la presse (en compression) pour assurer la dissipation de la surpression. Les spécimens compactés pour les différents tests réalisés (compressibilité et les essais de résistance au cisaillement) ont été immédiatement scellés dans un film plastique et ensuite trempés dans la paraffine liquide. Ceci pour réduire au minimum la perte d'humidité.

Les différents essais réalisés sont étudiés en fonction de la quantité de liant ou ajout incorporée (1 à 5 % de chaux, 2 à 6% pour le ciment et fumée de silice, 4 à 8% pour le verre et 8 à 12% pour le lait de chaux) et du temps de maturation (1, 3, 28 et 180 jours) (voir tableau VII. 16).

Tableau VII. 16. Différentes formulations utilisées pour le traitement des sols.

| Matériaux utilisés | Chaux % | Ciment % | Lait de chaux % | Verre % | Fumée de silice (%) |
|----------------------|--------------------------|-------------|---|---|------------------------|
| Sol de TELAGH | Varie entre 1 et 5 | 2-6 | 8-12 | / | 2-6 |
| Sol de SIG | / | / | 8-12 (Limites) | 4-8 (Limites) | / |
| | / | / | 2-8 (Proctor) | 4 Proctor | / |
| | / | / | 2-8 (IPI) | 4 (IPI) | / |
| | / | / | 2-8 (Cisaillement, Compressibilité) | 4 (Cisaillement, Compressibilité) | / |

Pour les tests de **compressibilité** à l'oedomètre, et les essais de cisaillement, une pièce métallique spécifique a été installée sur les échantillons compactés dans le moule afin de maintenir la hauteur constante durant la période de mûrissement. Les essais de compressibilité unidimensionnelle à l'oedomètre ont été effectués sur des échantillons de sol non traités et traités, de 75mm de diamètre et de 20mm de hauteur. Pour déterminer les courbes oedométriques, cinq paliers de chargement entre 50 et 2000 kPa et trois paliers de déchargement ont été appliqués. Pour chaque palier, l'échantillon reste sous la contrainte pendant 24 heures.

Pour les essais de **perméabilité** à l'eau, des échantillons non traités et traités de 75mm de diamètre et de 20mm de hauteur ont été confectionnés pour les mesures de la conductivité hydraulique en utilisant un perméamètre à charge variable. Les échantillons sont maintenus dans le moule oedométrique avec la charge appliquée à chaque palier afin d'empêcher la variation axiale (hauteur) des échantillons pendant la circulation d'eau.

VII.4. Conclusion

Dans ce travail de recherche, on a sélectionné deux sols remaniés (limoneux et argileux) afin d'étudier les réactions sol-liant et/ou ajouts.

Le choix du sol susceptible de subir un traitement, tant en ce qui concerne sa nature que son état hydrique, ne permet pas de proposer une formulation générale. La recherche de la meilleure solution (technico-économique) entre produits de traitement et matériaux à traiter pour une application donnée (Remblai, Plan supérieur de Terrassement, couche de forme) implique de procéder à des études préalables, qui comportent d'une part une étude de reconnaissances géologiques et géotechniques, afin de connaître le matériau et d'autre part, une étude de formulation du couple sol-liants en laboratoire, fonction des performances recherchées pour la couche considérée. Les deux sols choisis sont excavés sur une profondeur environ 65cm et 70cm respectivement, leurs sites sont situés à l'Ouest de la ville de Sidi Bel abbés (Algérie). Les deux matériaux sont prélevés et remplis dans des sacs en plastique et transportés au laboratoire.

La classification GTR de premier niveau fait référence à la distribution dimensionnelle des grains d'un sol et à son argilosité, estimée au travers de l'activité argileuse, évaluée par un essai de valeur au bleu du sol (VBS). Dans le cadre de la valorisation en technique routière, la classification GTR, 2000 [NF P11-300], place le **sol de TELAGH** dans la rubrique des sols fins, notée **classe A** avec ($D_{max} \leq 50$ mm et un pourcentage des passant à $80 \mu\text{m} > 35$ %). La sous classe peut être déterminée en fonction de la valeur au bleu de méthylène et des limites d'Atterberg : VBS égale à **1.23** selon [NF P 94-100] ce qui donne la sous classe **A_{1n}**. L'état hydrique fréquemment "humide" de ce sol, caractérisé par une sensibilité relative à l'eau ne permet pas un compactage efficace. L'ajustement de l'état hydrique est déterminé par la teneur en eau naturelle (w_n) : $0.9, w_{opn} \leq w_n \leq 1,1w_{opn}$ avec $w_n = 18.86$ % selon la norme [NF P94-078].

Donc on peut conclure que le **sol de TELAGH** est un limon peu plastique qui ne répond pas aux caractéristiques requises pour l'utilisation en couche de remblai ou en couches de forme. Il est impérativement nécessaire de procéder à un traitement au ciment/chaux et/ou ajouts qui sont les plus adaptés pour ce type de sol à court terme et à long terme, en plus d'un compactage à faible énergie. Ce choix de traitement se confirme d'après le guide des traitements des sols, 2000 [GTS 2000].

Le **sol de SIG** est clairement identifié comme un sol argileux, il est classé dans la rubrique des sols fins, notée **classe A** avec un pourcentage des passant à $80 \mu\text{m} > 35$ %. La sous-classe est caractérisée par la valeur au bleu de méthylène et des limites d'Atterberg : VBS égale à

3.26 selon la norme [NF P 94-100] ce qui donne la sous classe **A_{1s}**. Le sol de SIG est caractérisé par une forte plasticité et un état hydrique sec (**A_{2s}**). Ils sont d'autant collants ou glissants à l'état humide, d'où difficulté de mise en œuvre sur chantier et de manipulations en laboratoire ; ils peuvent conduire à des glissements d'autant plus grands que les remblais sont élevés. Leur réemploi en état naturel pour la construction des remblais pose des problèmes délicats au moment de la mise en œuvre, mais surtout à long terme pendant la vie de l'ouvrage. L'étude géotechnique et physico-chimique permet d'établir les réponses du sol sélectionné à un traitement à la chaux et/ou aux ajouts à court terme selon les guides techniques du SETRA et du LCPC, le GTR, 2000 et le GTS, 2000 pour une réutilisation du matériau en techniques routières.

VIII.1. Introduction

Certains sols, en raison de leurs propriétés géotechniques intrinsèques et/ou de leur teneur en eau sont considérés comme mauvais ou médiocres et ne présentent pas par conséquent les performances nécessaires pour supporter le trafic de chantier, la chaussée et le trafic futur ou même pour être utilisés en remblai.

Le traitement de ces sols au liant hydraulique et aux ajouts est une solution appropriée qui leur conférera des propriétés nouvelles répondant aux qualités requises. Dans les travaux de passements routiers, le recours à la technique de traitement du sol peut se faire selon deux objectifs :

- La réalisation des plates-formes rigides et stables, sous forme de couches de forme traitées, en visant des caractéristiques mécaniques élevées qui doivent répondre à la fois à des objectifs de court terme (vis-à-vis de la phase de réalisation de la chaussée) et de long terme (lorsque la route est en service) ;
- L'amélioration immédiate des sols trop humides en augmentant leur stabilité et en assurant la mise en œuvre en corps de remblai dans des conditions pratiques satisfaisantes du chantier sans viser pour autant des performances mécaniques élevées.

Dans ce chapitre en présent les méthodes expérimentales de chaque essai réalisé dans notre étude.

VIII.2. Etude du comportement physique et mécanique des mélanges

VIII.2.1. Effet des liants hydrauliques et additifs sur les limites d'Atterberg des sols

VIII.2.1.1. Effet de la chaux sur les limites d'Atterberg du sol de TELAGH

Plusieurs auteurs ont essayé de relier le gonflement et la sensibilité du sol à l'eau avec les limites de consistance des sols argileux en particulier [Holtz, Ranganatham et al], A cet effet nous allons étudier l'influence de la chaux sur la limite d'Atterberg sur le matériau.

De la même façon que l'état naturel, la limite de liquidité, limite de plasticité et l'indice de plasticité des mélanges sont déterminées selon les normes françaises NF P94-051 et NF P94-060-1. Les résultats sont représentés dans le Tableau VIII.1.

Tableau VIII.1. Les limites d'Atterberg (Sol de TELAGH-chaux).

| Matériaux | W_L (%) | W_P (%) | I_P (%) |
|--------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| Matériau+ 0% Chaux | 33 | 21.03 | 11.97 |
| Matériau+1% Chaux | 33.4 | 24 | 9.4 |
| Matériau+3% Chaux | 35.1 | 26.71 | 8.39 |
| Matériau+5% Chaux | 36.6 | 28.31 | 8.29 |

La limite de liquidité (W_L) est la teneur en eau du sol qui correspond conventionnellement à une fermeture sur 1 cm des lèvres de la rainure après 25 coups. La limite de liquidité de matériau naturelle est de 33%. Par ailleurs, la limite de plasticité (W_P) est la teneur en eau conventionnelle d'un rouleau de sol qui se fissure au moment où son diamètre atteint 3 mm. Elle est calculée sur la base de la moyenne arithmétique des teneurs en eau obtenues à partir de 03 essais. La limite de plasticité de matériau naturelle est de 21.03%. Enfin, l'indice de plasticité est calculé à partir de la différence entre les valeurs des limites de liquidité et de plasticité. A l'état naturel, l'indice de plasticité du matériau est évalué à 11.97%.

Après traitement les résultats sont représentés dans la figure VIII.1. On montre les variations des limites d'Atterberg en fonction de la teneur en chaux.

On constate une augmentation de la limite de liquidité, W_L est comprise entre 20% et 35%, selon le tableau de la littérature.

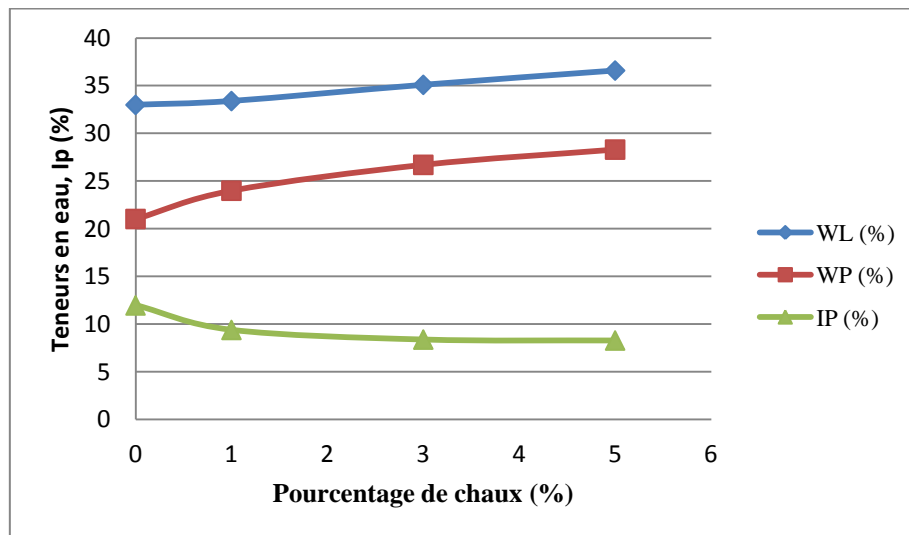


Figure VIII.1. Effet de la chaux sur les limites d'Atterberg du sol de TELAGH.

D'après la figure VIII.1, on constate que l'ajout de la chaux a une influence remarquable sur les limites d'Atterberg, il est évident que l'ajout de la chaux a un effet sur la plasticité du sol étudié. On observe que 5% de chaux a augmenté la limite de plasticité de matériau de 21,03% à 28,31%. Les mêmes constatations ont été observées par [Khatab et al., 2008].

La diminution de l'indice de plasticité indique une amélioration de la maniabilité du sol. Comme indiqué sur la figure VIII.1, le matériau a montré une diminution immédiate de l'indice de plasticité de 11,97 % à 8% environ après l'addition de la chaux. Il est évident que

l'addition de 5% de la chaux est suffisante pour augmenter la maniabilité de matériau étudié, et on peut dire que notre sol présente un faible gonflement.

Le même comportement a été observé par Harichane et al. 2011 où l'indice de plasticité a diminué de 24% à 19% pour une teneur en chaux de 8%. De plus, la même tendance a été observée par Nalbantoglu, 2006 où 7% de chaux a fait diminuer l'indice de plasticité avec un taux de 70%. Plusieurs chercheurs [Attoh Okine, 1995; Bagherpour et al., 2003; Sivapullaiah et al., 2003; Ansary et al., 2006; Khattab et al., 2008; Bozbey et al., 2010] ont montré la même tendance dans leurs travaux de recherche.

VIII.2.1.2. Effet du ciment sur les limites d'Atterberg du sol de TELAGH

Plusieurs auteurs ont essayé de relier le gonflement et la sensibilité du sol à l'eau avec les limites de consistance des sols. A cet effet nous avons étudié l'influence des différents pourcentages du ciment sur les limites d'Atterberg de notre sol selon les normes françaises NF P94-051 et NF P 94-060-1.

Les résultats trouvés sont représentés dans le tableau VIII.2 :

| Matériaux | W_L (%) | W_P (%) | I_P (%) |
|------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| Sol+0% de ciment | 33.0 | 21.03 | 11.97 |
| Sol+2% de ciment | 32.18 | 21.77 | 10.41 |
| Sol+3% de ciment | 29.88 | 23.07 | 6.81 |
| Sol+4% de ciment | 29.34 | 23.93 | 5.41 |

Tableau VIII.2. Les limites d'Atterberg du sol de TELAGH traité à différents pourcentages du ciment.

Après examen et exploitation des résultats indiqués au tableau VIII.2 et la figure VIII.2 ; on note la variation de W_L, W_P et l'indice de plasticité I_P en fonction des pourcentages du ciment. Nous remarquons que la limite de liquidité W_L diminue lorsque le pourcentage de ciment augmente. En revanche, la limite de plasticité W_P augmente avec l'augmentation du pourcentage du ciment, donc l'indice de plasticité varie inversement proportionnelle avec l'augmentation du pourcentage du ciment.

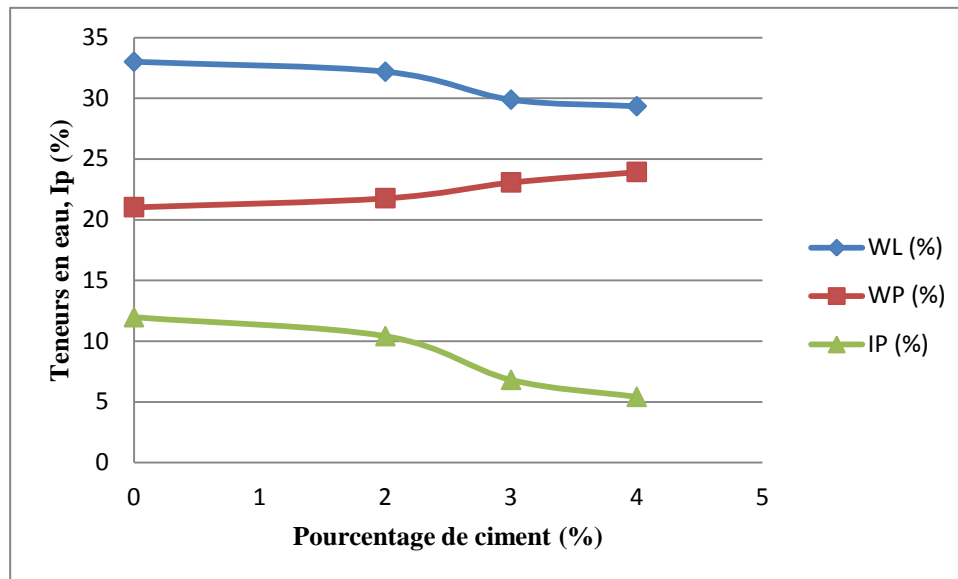


Figure VIII.2. Effet du ciment sur les limites d'Atterberg du sol de TELAGH.

VIII.2.1.3. Effet du lait de chaux sur les limites d'Atterberg du sol de TELAGH

Les résultats de l'étude des limites d'Atterberg avec l'addition de 8% et 12% de lait de chaux sont présentés dans le tableau VIII.3.

Tableau VIII.3. Les limites d'Atterberg du sol de TELAGH traité à différents pourcentages de lait de chaux.

| Matériaux | W_L (%) | W_P (%) | I_P (%) |
|-------------------|-----------|-----------|-----------|
| Matériau+0% L.CH | 33 | 21,03 | 11,97 |
| Matériau+8% L.CH | 35,47 | 25,76 | 9,71 |
| Matériau+12% L.CH | 37,26 | 28,2 | 9,06 |

La figure VIII.3 montre la variation des limites d'Atterberg en fonction de la teneur en lait de chaux. On remarque suite à l'addition de 8% et 12% de lait de chaux au sol de TELAGH, la limite de liquidité W_L est comprise entre 33% et 38% et la limite de plasticité W_P est comprise entre 21% et 28%, par contre l'indice de plasticité I_P varie légèrement.

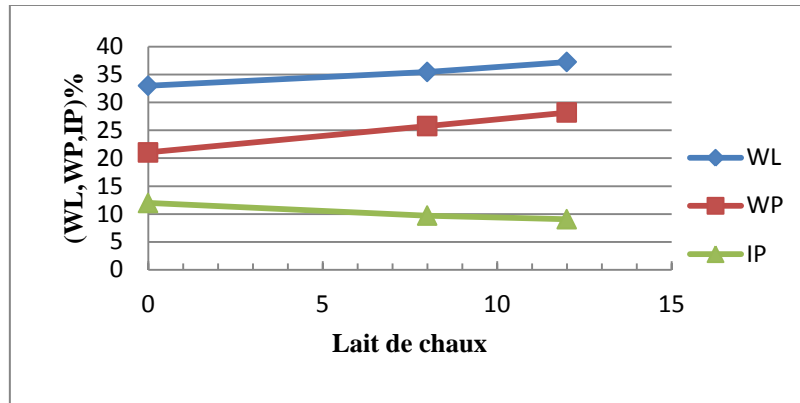


Figure VIII.3. Effet du lait de chaux sur les limites d'Atterberg du sol de TELAGH.

D'après la figure VIII.3, on ne constate que l'ajout de lait de chaux à une influence remarquable sur les limites d'Atterberg. Il est clair que l'augmentation de lait de chaux induit une augmentation importante des limites d'Atterberg, cette augmentation est plus importante pour la limite de plasticité que pour la limite de liquidité. En revanche, pour l'indice de plasticité il atteint une valeur maximale de 11.97% à l'état naturel puis diminue progressivement avec l'ajout de lait de chaux. Ce résultat coïncide avec les résultats trouvés par [Belarbi et al, 2008 et Belabbaci et al, 2012].

VIII.2.1.4. Effet de la fumée de silice sur les limites d'Atterberg du sol de TELAGH

Nous avons étudié l'influence des différents pourcentages de la fumée de silice sur les limites d'Atterberg de notre sol selon les normes françaises NF P94-051 et NF P 94-060-1. La figure VIII.4 montre la variation de W_L , W_P et l'indice de plasticité en fonction des pourcentages de la fumée de silice.

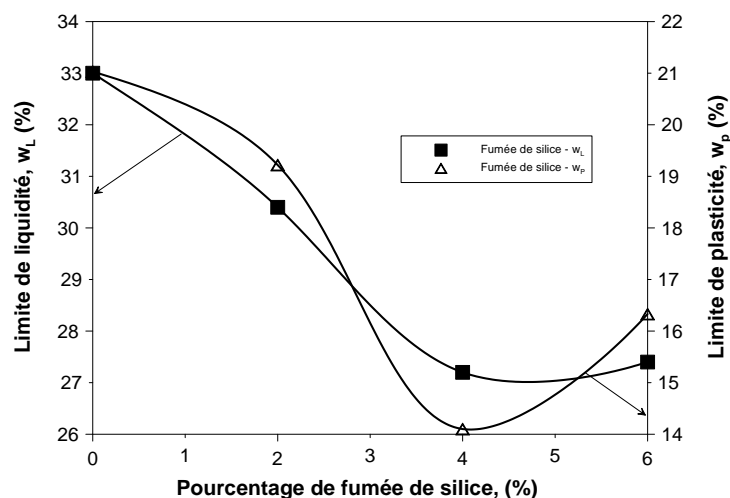


Figure VIII.4. La variation de la limite de liquidité et de plasticité du sol de TELAGH en fonction de pourcentage de fumée de silice.

D'après la figure VIII.4, nous remarquons que la limite de liquidité W_L diminue lorsque le pourcentage de fumée de silice augmente. En revanche, la limite de plasticité W_P diminue avec l'augmentation du pourcentage du fumée de silice, donc l'indice de plasticité varie inversement proportionnelle avec l'augmentation du pourcentage du fumée de silice.

VIII.2.1.5. Effet du lait de chaux et de poudrette de verre sur les limites d'Atterberg du sol de SIG

De la même façon, les limites d'Atterberg à l'état naturel du sol et des mélanges (Sol-Lait de chaux) ou (Sol- poudrette de verre) sont déterminées selon les normes françaises NF P94-051 et NF P94-060-1. Les figures VIII.5, VIII.6 et VIII.7 montre la variation des ajouts minéraux sur les limites d'Atterberg tel que les poudrettes de verre et lait de chaux.

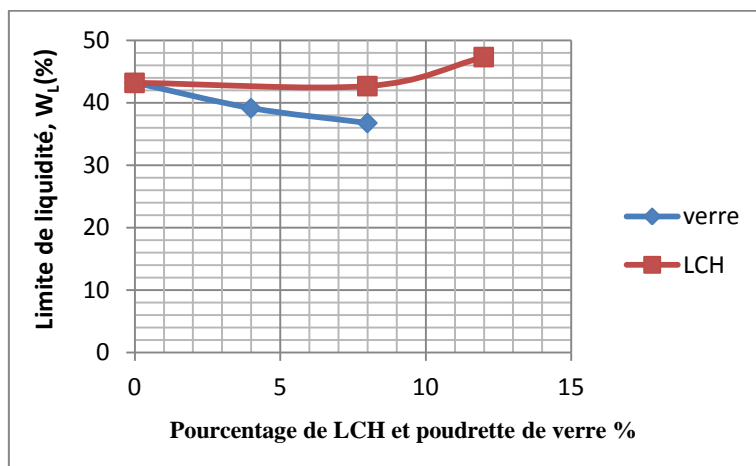


Figure VIII.5. La variation de la limite de liquidité du sol de SIG en fonction des ajouts minéraux (Poudrette de verre, lait de chaux).

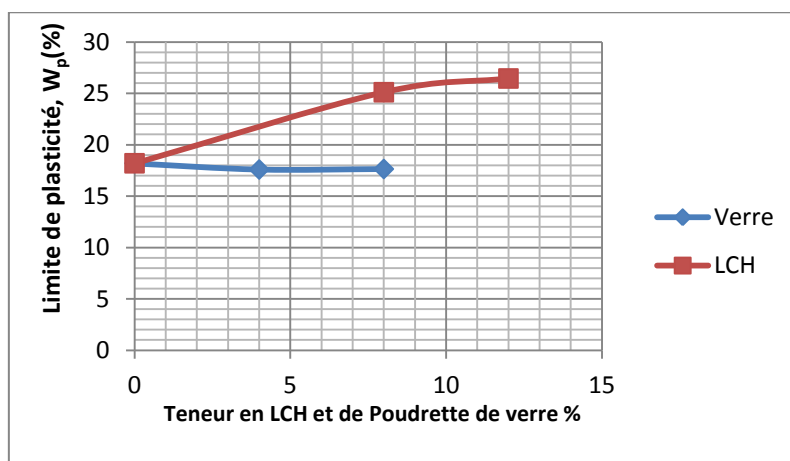


Figure VIII.6. La variation de la limite de plasticité du sol de SIG en fonction des ajouts minéraux (Poudrette de verre, lait de chaux).

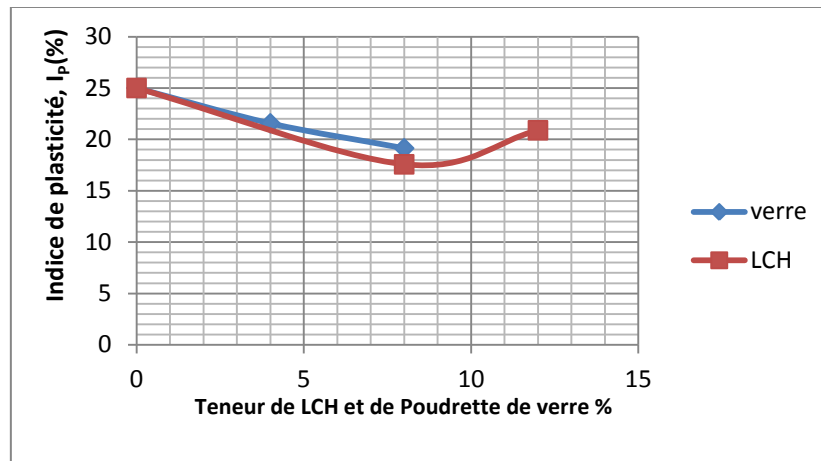


Figure VIII.7. La variation de l'indice de plasticité du sol de SIG en fonction des ajouts minéraux (Poudre de verre, lait de chaux).

D'après les figures VIII.5, 6 et 7, on peut dire que l'addition de 4 et 8% de poudre de verre et 8 à 12% de lait de chaux implique une réduction de plasticité autrement dit une diminution de la sensibilité à l'eau. On note une diminution de W_L suite à l'ajout de 4 à 8% de poudre de verre. En revanche, l'ajout de lait de chaux fait augmenter la limite de liquidité. La même remarque est constatée sur la limite de plasticité avec une légère augmentation de cette limite pour un ajout de 4% de poudre de verre.

VIII.2.2. Effet de l'ajout des liants hydrauliques et additifs sur la valeur au bleu de méthylène du sol

VIII.2.2.1. Effet de la chaux sur la valeur au bleu de méthylène du sol de TELAGH

L'essai au Bleu de méthylène [NF P 94-068], permet d'identifier la réactivité de la fraction argileuse ($< 2 \mu\text{m}$) présente dans un matériau, par la mesure de la capacité des éléments fins à absorber le bleu de méthylène. Après plusieurs essais réalisés sur des échantillons non traité et traité avec 1 à 5% de chaux. On a remarqué une variation significative des mesures au bleu avec l'augmentation de pourcentage de la chaux. Les résultats apportés sur la figure VIII.8, montrent une diminution de la valeur au bleu avec l'augmentation de la quantité de chaux. Ceci met en évidence l'insensibilité à l'eau du matériau après traitement.

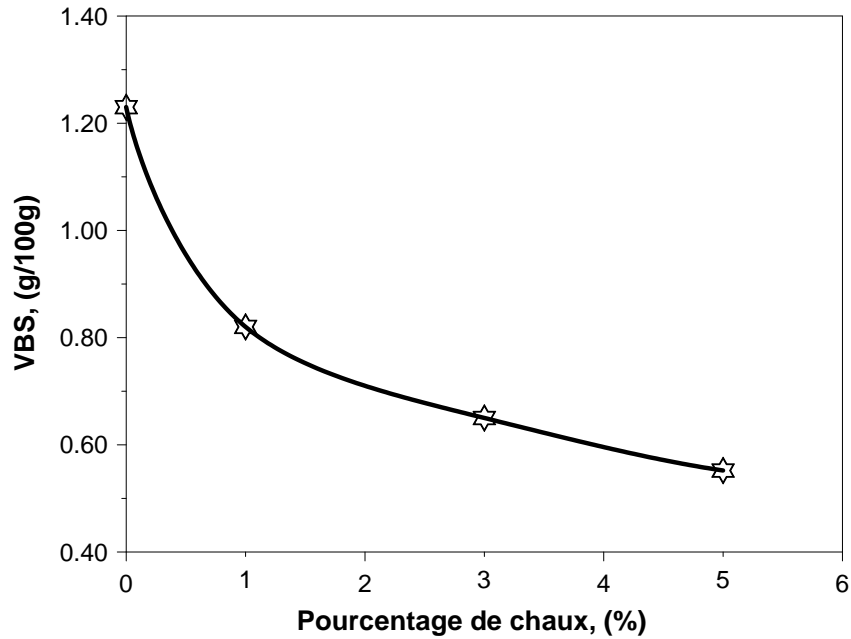


Figure VIII.8. Variation des valeurs au bleu de méthylène du sol de TELAGH en fonction des différents pourcentages de chaux.

VIII.2.2.2. Effet du ciment sur la valeur au bleu de méthylène du sol de TELAGH

Les résultats obtenus mettent en évidence, une diminution de VBS avec l'augmentation du pourcentage de ciment. La figure VIII.9 montre la variation de la valeur VBS en fonction de pourcentage de ciment.

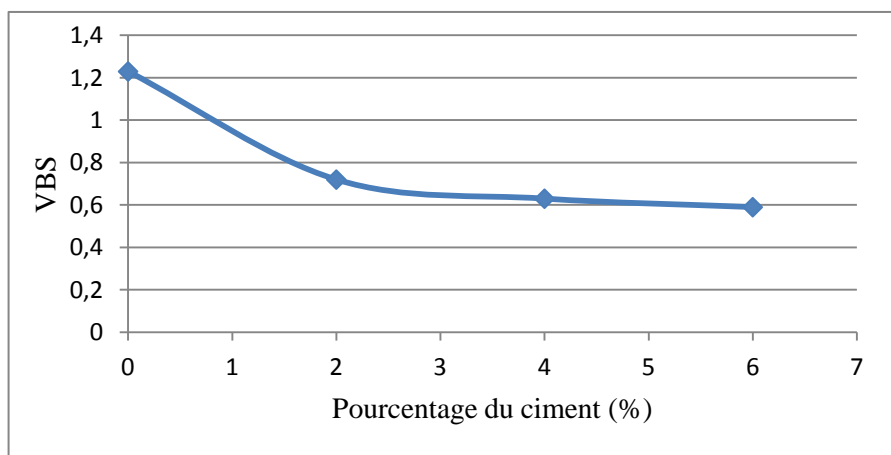


Figure VIII.9. Variation des valeurs au bleu de méthylène du sol de TELAGH en fonction des différents pourcentages de ciment.

On constate une réduction remarquable de VBS avec l'augmentation de ciment. Elle varie de 1,23 à 0,59.

VIII.2.2.3. Effet de la fumée de silice sur la valeur au bleu de méthylène du sol de TELAGH

Les résultats obtenus représentés sur la figure VIII.10 mettent en évidence, une diminution de Vbs avec l'augmentation du pourcentage de la fumée de silice. On constate que cette diminution est moins influencée par rapport au ciment, cela peut être expliqué par la réaction pouzzolanique lente de la fumée de silice.

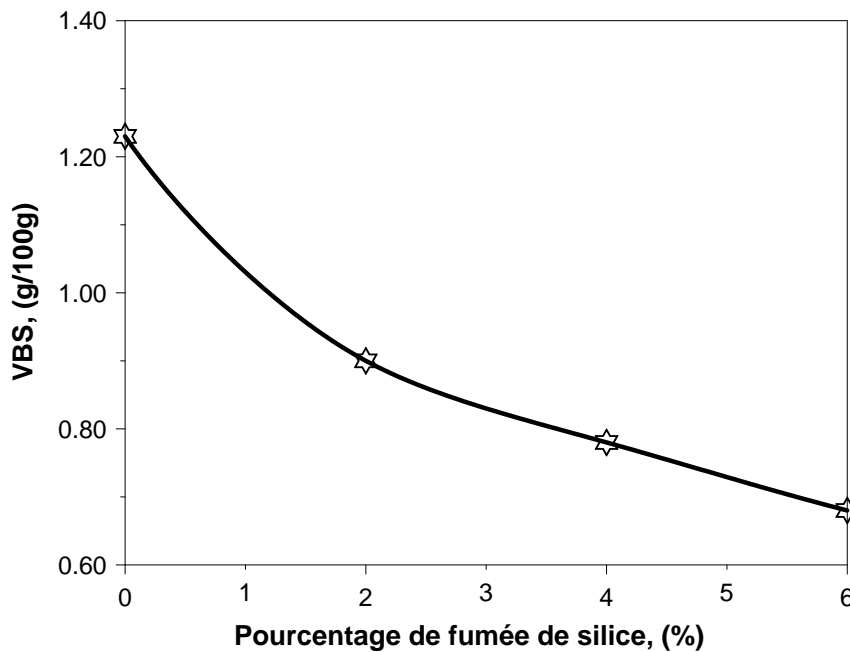


Figure VIII.10. Variation des valeurs au bleu de méthylène du sol de TELAGH en fonction des différents pourcentages de fumée de silice.

VIII.2.2.4. Effet de lait de chaux et de la poudrette de verre sur la valeur au bleu de méthylène du sol de SIG

L'étude de la variation des valeurs au bleu de méthylène du sol de SIG en fonction des différents pourcentages variant de 0, 2, 4, 8 et 12% des ajouts minéraux (Lait de chaux et poudrette de verre), nous a permis de donner les résultats illustrés dans la figure VIII.11.

Les résultats obtenus mettent en évidence une révolution irréversible. On note une diminution presque linéaire de VbS avec l'augmentation du pourcentage des ajouts minéraux (Lait de chaux et poudrette de verre).

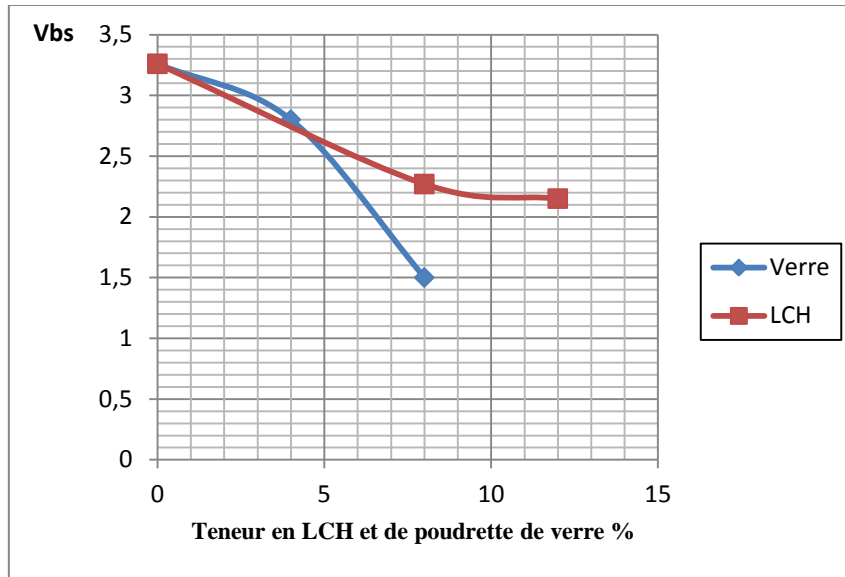


Figure VIII.11. Variation des valeurs au bleu du sol de SIG pour les différents pourcentages en lait de chaux et de poudre de verre.

VIII.2.3. Effet de l'ajout des liants hydrauliques et additifs sur les caractéristiques du compactage

Le compactage (Photo VIII.1) est l'ensemble des opérations mécaniques qui consiste à accroître la densité en place d'un sol. Cette action augmente la compacité du sol, donc resserre la texture du matériau, réduit les possibilités de déformations du terrain et améliore certaines propriétés du sol, notamment la résistance mécanique, la perméabilité et la susceptibilité au tassement et au gonflement.

La compactibilité d'un matériau est définie par son aptitude au compactage, celui-ci peut être considéré comme un effet statique ou dynamique qui s'exerce sur un sol pour réduire son volume des vides en réarrangeant les éléments d'une façon optimale en faisant intervenir le pouvoir lubrificateur de l'eau et de l'argile.

Les caractéristiques de compactage Proctor sont des paramètres très utilisés pour identifier les matériaux en vue de définir les spécifications de compactage qui leur sont applicables lorsqu'ils sont utilisés dans les constituants des remblais, des couches de forme et des assises de chaussées.

Le même principe que l'état naturel du sol étudié, la préparation des mélanges aux différents dosages de liant ou additif ont été compactés selon le principe de l'essai Proctor Normal.



Photo VIII.1. Essais Proctor normale.

VIII.2.3.1. Effet de la chaux sur les caractéristiques du compactage du sol de TELAGH

Le compactage du mélange est effectué selon le principe de l'essai Proctor normal à l'état naturel pour déterminer la variation de la teneur en eau optimale et la masse volumique sèche maximale avec l'addition de différents pourcentages de chaux. Les caractéristiques à l'optimum Proctor déterminées sur le mélange étudié sont résumées dans le tableau VIII.4 et illustrées sur le graphique dans la figure VIII.12.

Tableau VIII.4. Présentation des résultats de compactage du sol de TELAGH.

| Echantillons | W_{opm} (%) | γ_{dmax} (g/cm ³) |
|---------------------|---------------|--------------------------------------|
| Sol sans traitement | 15.6 | 1.77 |
| Sol + 1% Chaux | 19 | 1.65 |
| Sol + 3% Chaux | 18 | 1.652 |
| Sol + 5% Chaux | 18.5 | 1.64 |

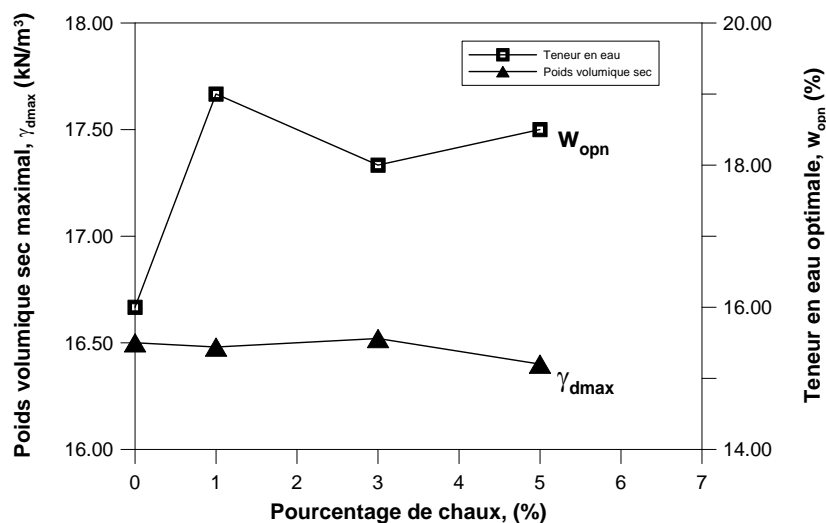


Figure VIII.12. Caractéristiques de compactage en fonction du pourcentage de chaux du sol de TELAGH.

L'exploitation de la figure VIII.12, nous permis de conclure que l'ajout de la chaux, induit à la diminution de la densité sèche maximale et à l'augmentation de la teneur en eau optimale. Un comportement similaire a été observé par différents chercheurs qui ont effectué des essais de compactage sur des sols argileux améliorés par la chaux [Ola, 1977; Rahman, 1986; George et al., 1992; Bell, 1996; Gay et al., 2000; Sivapullaiah et al., 2003; Hossain et al., 2007; Kavak et al., 2007; Khattab et al., 2008; Manasseh et al., 2008; Bozbey et al., 2010; Solanki et al., 2009; Harichane et al., 2011b].

L'explication de ce comportement est probablement une conséquence des raisons suivantes:

- 1) la chaux entraîne l'agrégation des particules par le procédé complexe d'échange cationique aboutissant à une modification de la granulométrie du sol et provoquant par conséquent les particules du sol à occuper de plus grands espaces (structure plus ouverte).
- 2) la densité spécifique de la chaux est généralement faible que celle des sols naturels testés.
- 3) la chaux dans les sols est responsable de l'augmentation de la teneur en eau optimale vu que ce processus augmente l'affinité du sol à l'eau.
- 4) de plus l'augmentation de la teneur en eau optimale est due à la grande surface spécifique de la chaux additionnée, par contre la diminution de la densité sèche maximale est due au faible poids volumique de la chaux.

VIII.2.3.2. Effet du ciment sur les caractéristiques du compactage du sol de TELAGH

En présence du ciment, il est admis qu'après 28 jours les caractéristiques sont presque définitives. Cet écart, résulte du fait que lors de traitement au ciment, les minéraux aux propriétés liantes se développent directement à partir du ciment. Le ciment incorporé au sol va se dissoudre et s'hydrater. L'hydratation des silicates et l'aluminate de calcium anhydres est suivie par une phase de cristallisation. Celle-ci conduit assez rapidement et durablement au durcissement du mélange et sa stabilité à l'eau. Ce traitement assure l'augmentation de la portance. Dans notre cas, le matériau à traiter contient une proportion importante de particules fines (56,8%) et une teneur en matière organique de 1,35%. Un traitement autrement s'avère nécessaire. Cependant, on procède de la même manière aux essais Proctor Normal dans le moule CBR. Les résultats après traitement sont reportés dans la figure VIII.13.

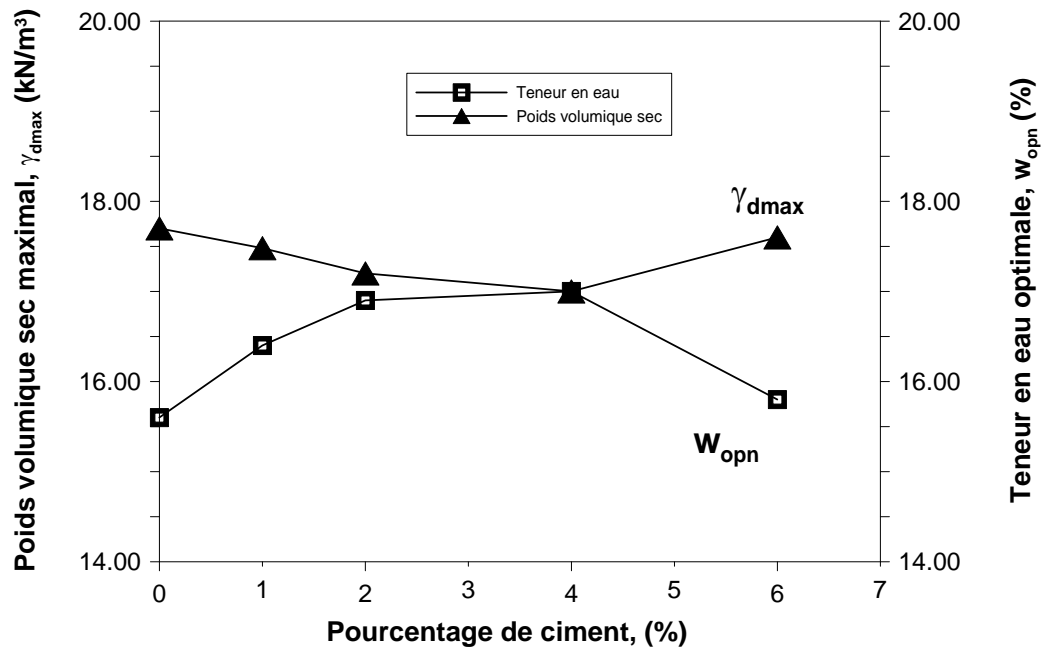


Figure VIII.13. Variation de la teneur en eau et de la densité maximale en fonction du pourcentage de ciment du sol de TELAGH.

En général, on constate que la densité sèche diminue très légèrement et passe de 1,77 à 1,71 lorsque le pourcentage de ciment augmente jusqu'à 4%, puis elle augmente légèrement et reste sensiblement égale à la valeur de la densité sèche maximale de 1,77 du matériau sans traitement. En revanche, la teneur en eau optimale correspondante augmente lorsque l'ajout de ciment est important. Ceci indique que le matériau traité sera plus facile à compacter efficacement, car acceptant plus d'humidité et rendu moins sensible aux variations de teneur en eau. On peut dire que le comportement, lors du compactage d'un sol traité au liant hydraulique, est peu modifié comparé au traitement à la chaux. On cite les travaux de [Olivier, 1986](#); [Osula, 1996](#) qui montrent que l'optimum de teneur en eau est décalé vers les teneurs en eau plus fortes et la masse volumique sèche est équivalente ou légèrement plus faible, lorsque on traite un sol au liant hydraulique. [Le borgne, 2006](#) montre une augmentation de la teneur en eau à l'optimum Proctor et une diminution de la masse volumique d'un limon du Val d'Europe traité au ciment. On peut dire que les changements des caractéristiques à l'Optimum sont significatifs à des pourcentages inférieurs à 4% de ciment. Ces changements sont minimes à des pourcentages supérieurs à 4% de ciment.

VIII.2.3.3. Effet du lait de chaux sur les caractéristiques du compactage du sol de TELAGH

Les caractéristiques à l'optimum Proctor déterminées sur le mélange du sol de TELAGH traité en lait de chaux sont présentées dans la figure VIII.14.

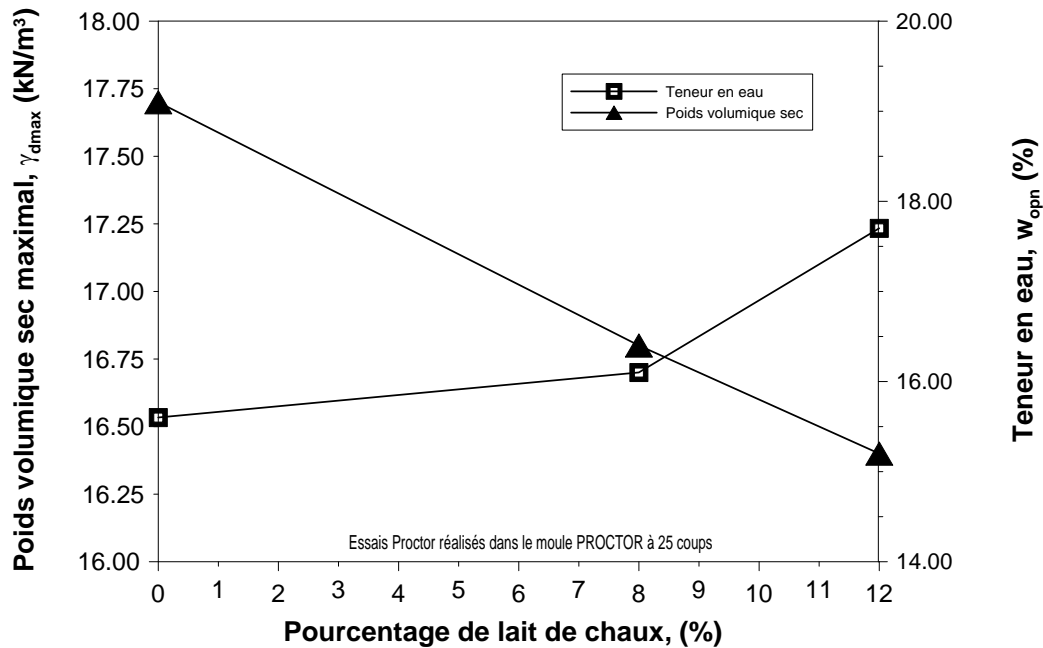


Figure VIII.14. Variation des caractéristiques de compactage du sol de TELAGH en fonction des différents ajouts de lait de chaux.

Les résultats montrent que l'addition de lait de chaux a une légère influence sur les conditions optimales de compacité. Ceci se traduit par une légère diminution de la densité sèche du matériau. Cette diminution est accompagnée d'une augmentation de la teneur en eau. Ces résultats sont similaires aux travaux de Belarbi et al, 2008 et Belabbaci et al, 2012.

VIII.2.3.4. Effet de la fumée de silice sur les caractéristiques du compactage du sol de TELAGH

La figure VIII.15 présente la superposition des différentes courbes de compactage Proctor en fonction des teneurs en eau de compactage pour le sol naturel et traité, aux différents pourcentages de fumée de silice 0%, 4% et 6%. Les résultats des essais Proctor montrent un décalage des courbes vers la droite du côté sec de l'optimum.

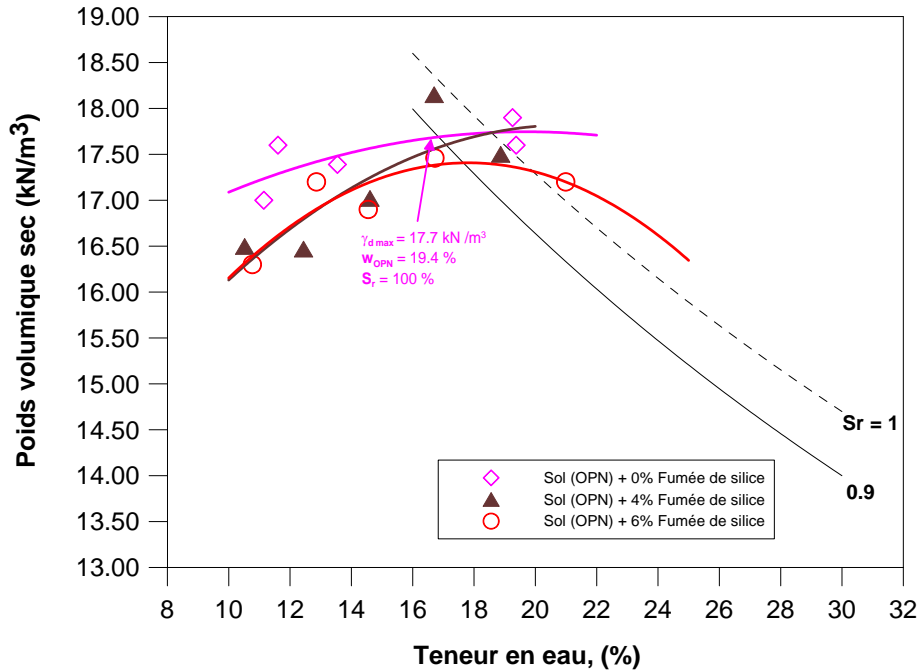


Figure VIII.15. Courbe Proctor normal du sol de TELAGH à différents pourcentages de fumée de silice.

D'après la figure VIII.15 relative à la variation des W_{opn} et γ_d du sol de TELAGH en fonction des différents pourcentages de fumée de silice, on constate que le sol traité à 4% de fumée de silice présente une densité légèrement supérieure à celle du sol naturel. Par contre à 6% de fumée de silice, la densité sèche maximale diminue légèrement. Par ailleurs, la teneur en eau optimale diminue lorsque le pourcentage de fumée de silice augmente, cela est dû à l'aération provoquée par le malaxage du mélange.

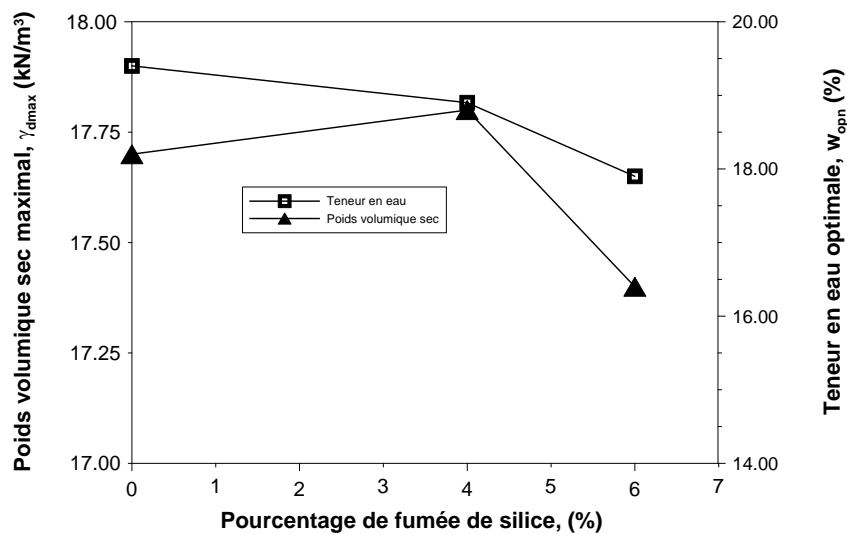


Figure VIII.16. Variation des W_{opn} et γ_d du sol de TELAGH en fonction des différents pourcentages de fumée de silice.

VIII.2.3.5. Effet du lait de chaux et de poudrette de verre sur la compactibilité des mélanges du sol de SIG

La compactibilité d'un matériau est défini par son aptitude au compactage, celui-ci peut être considéré comme un effet statique ou dynamique qui s'exerce sur un sol pour réduire son volume des vides en réarrangeant les éléments d'une façon optimale en faisant intervenir le pouvoir lubrificateur de l'eau et de l'argile. Le compactage modifie certaines propriétés du sol, notamment la résistance mécanique, la perméabilité et la susceptibilité au tassement et au gonflement.

La sensibilité à l'eau des mélanges se traduit par des formes de courbes variées, selon la figure VIII.17, on remarque pour l'état naturel, la courbe de compactage présente une forme accentuée, ce qui explique la grande sensibilité du sol à l'eau. Pour les mélanges à différents pourcentage de lait de chaux ou de poudrette de verre, les courbes Proctor sont déplacées vers la droite, ce qui traduit une augmentation de la teneur en eau en présence de lait de chaux. En revanche, la présence de poudrette de verre, fait diminuer la teneur en eau optimale. Concernant la densité sèche maximale, on note une diminution de la densité lorsque le pourcentage de lait de chaux augmente, par contre, elle augmente en présence de poudrette de verre. Ceci met en évidence la fixation des particules fines avec la poudrette de verre, d'où une diminution de la porosité.

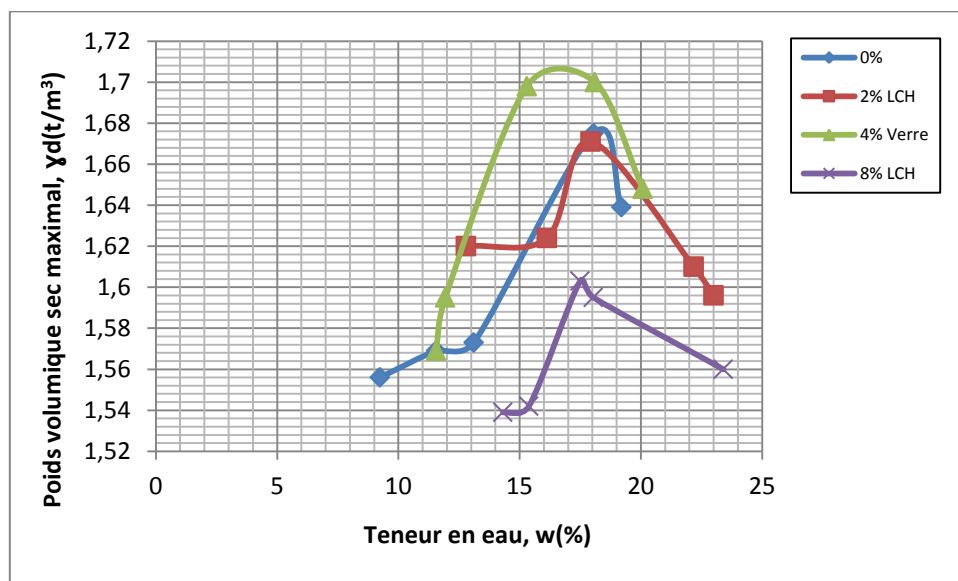


Figure VIII.17. Variation des caractéristiques de compactage du sol de SIG à différents pourcentages de lait de chaux et de poudrette de verre.

VIII.2.4. Effet de l'ajout des liants hydrauliques et des additifs sur la portance du sol

VIII.2.4.1. Effet de la chaux sur l'indice CBR du sol de TELAGH

L'essai CBR est un essai de portance (aptitude des matériaux à supporter les charges) des remblais et des couches de formes compactées des ouvrages routiers.

- Il s'agit de déterminer expérimentalement des indices portants (IPI, CBR) qui permettent
- d'établir une classification des sols selon (GTR)
 - d'évaluer la traficabilité des engins de terrassement (IPI)
 - déterminer l'épaisseur des chaussées (CBR augmente \Rightarrow épaisseur diminue).

L'Indice CBR immédiat et après immersion sont des grandeurs utilisées pour caractériser un sol ou un matériau élaboré, en tant que support ou constituant d'une structure de chaussée ; ils sont réalisés avec application des surcharge qui représente le poids de la chaussée ; L'indice portant immédiat IPI est une grandeur utilisée pour évaluer l'aptitude d'un sol ou d'un matériau élaboré, à supporter la circulation des engins de chantiers. Il est réalisé sans surcharge. Pour la détermination de IPI l'essai de poinçonnement est effectué immédiatement après l'essai Proctor. Pour préparer l'échantillon, on retourne le moule CBR, on retire le disque d'espacement (ce qui permet d'obtenir une surface plane) et on replace l'ensemble sur l'embase.

Le poinçon est monté sur un anneau dynamométrique de 50 kN, préalablement étalonné. La précision de la mesure de la force est de 21N. Un comparateur au 100^e de millimètre disposé entre le piston et le moule permet de connaître la valeur de l'enfoncement (Photo VIII.2). Une fois l'échantillon correctement centré sur le plateau de la presse, le poinçon est mis en contact avec le matériau afin de régler le comparateur à zéro. Ensuite, le plateau de la presse est actionné à la vitesse constante de 1,27 mm/min et on relève les forces qui correspondent aux valeurs d'enfoncement de 2,5 mm et 5 mm.

$$I_{\text{CBR}} = \frac{\text{Effort de pénétration à 2,5 mm d'enfoncement(en KN)} \times 100}{13,5}$$

$$I_{\text{CBR}} = \frac{\text{Effort de pénétration à 5 mm d'enfoncement(en KN)} \times 100}{20}$$

On mesure 3 types d'indices en fonction des buts fixés :

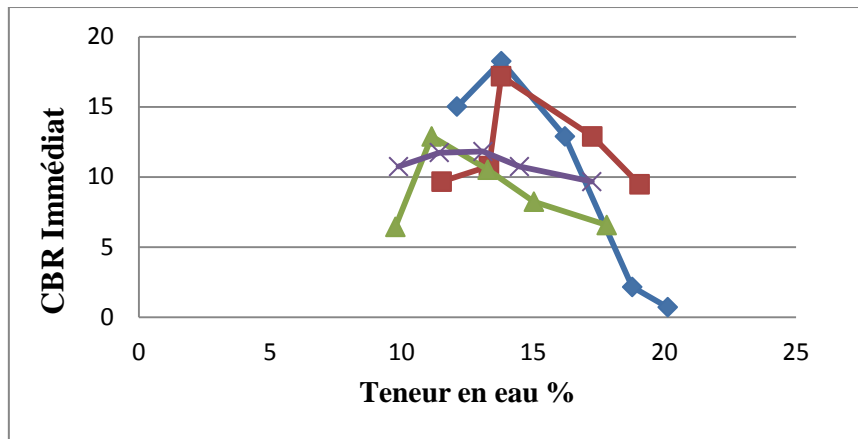
- l'indice Portant immédiat (IPI): Il caractérise l'aptitude du sol à permettre la circulation des engins de chantier directement sur sa surface lors des travaux ($H = 0$; pas de surcharges S)
- l'indice C.B.R. immédiat : Il caractérise l'évolution de la portance d'un sol support (ou constituant de chaussée) compacté à différentes teneurs en eau.
- l'indice C.B.R. après immersion : Il caractérise l'évolution de la portance d'un sol support (ou constituant de chaussée) compacté à différentes teneurs en eau et soumis à des variations de régime hydrique.

La photo VIII.2 montre l'appareillage et le déroulement de l'essai CBR.



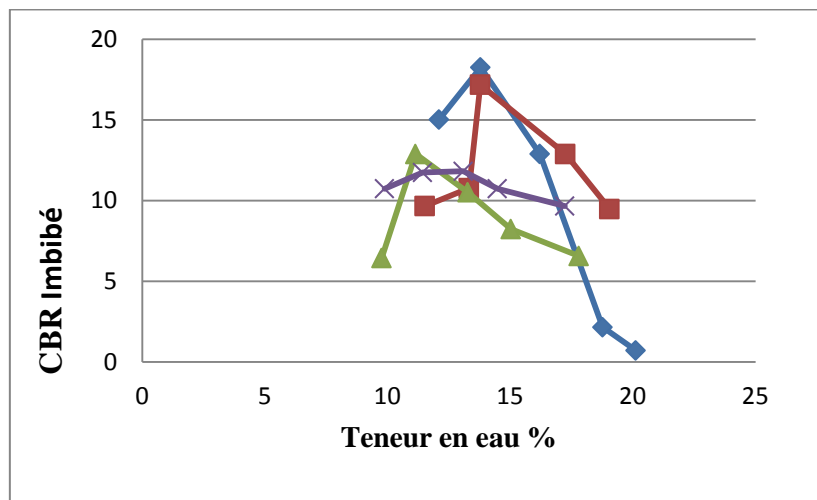
Photo VIII.2. Appareillage de l'essai CBR.

La figure VIII.18.a, représente l'évolution de l'indice CBR immédiat en fonction de la teneur en eau pour différent pourcentage de chaux. On remarque une augmentation de l'indice CBR immédiat lorsque le pourcentage de la chaux augmente vers des teneurs en eau comprises entre 11 et 15%. On montre que l'amélioration CBR immédiat du sol traité à la chaux n'est pas importante et sa valeur est de 18,50 avec un ajout de 5%, même à de 1% de chaux. Aussi la teneur en eau a tendance à augmenter pour les faibles pourcentages de chaux. En revanche, elle augmente pour un dosage de 5% de chaux.



a- L'influence du pourcentage de la chaux sur l'indice CBR immédiat

Par ailleurs, la figure VIII.18.b représente la variation des indices CBR imbibé après 4 jours en fonction des différentes teneurs en eau de l'essai Proctor sur des éprouvettes du mélange (sol/chaux). On note une diminution de l'indice CBR imbibé, lorsque le pourcentage de chaux augmente. Cette diminution d'indices n'est pas claire et peut être expliquée par la sensibilité à l'eau du matériau.



b- L'influence du pourcentage de la chaux sur l'indice CBR imbibé

Figure VIII.18. L'influence de l'ajout de la chaux sur la portance du sol de TELAGH.

VIII.2.4.2. Effet du ciment sur l'essai de résistance au poinçonnement (CBR immédiat et imbibé) du sol de TELAGH

Les résultats de l'essai de résistance au poinçonnement CBR immédiat et imbibé ainsi que les valeurs de l'IPI sont regroupés dans les figures VIII.19 et VIII.20.

D'après la figure VIII.19, on observe que la portance CBR immédiate croît légèrement jusqu'à 4% d'ajout de ciment, ensuite cette amélioration de portance reste quasiment la même dans

l'intervalle [4% à 6%] du dosage en ciment. En revanche, dans le cas des mélanges imbibés à 4 jours, on constate une augmentation marquée des indices CBR de l'ordre de 45% par rapport aux indices CBR immédiat lorsqu'on intègre des teneurs en ciment allant de 2% à 6%.

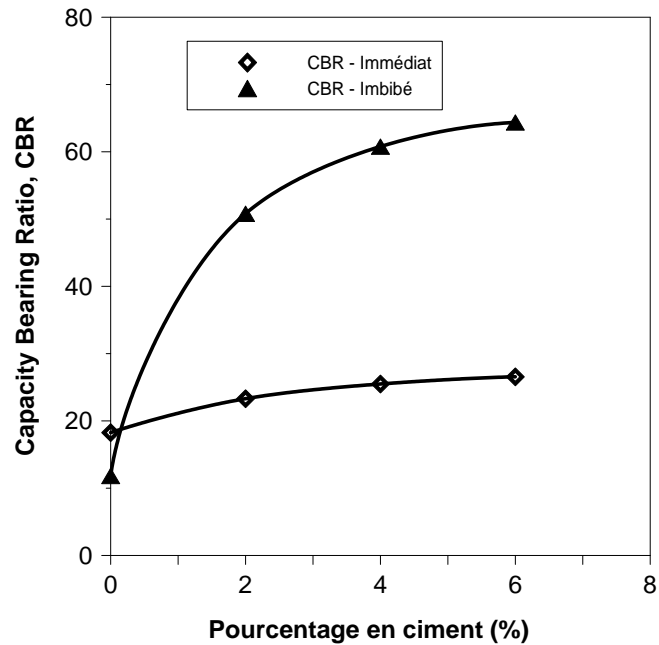


Figure VIII.19. Influence du pourcentage du ciment sur l'indice CBR immédiat et imbibé du sol de TELAGH

La figure VIII.20 présente les résultats de l'indice portant immédiat (IPI). On constate une diminution de l'indice portant immédiat (IPI) jusqu'à une valeur de 3% de ciment. Ensuite l'indice IPI augmente lorsque le pourcentage de ciment dépasse le seuil de 3%.

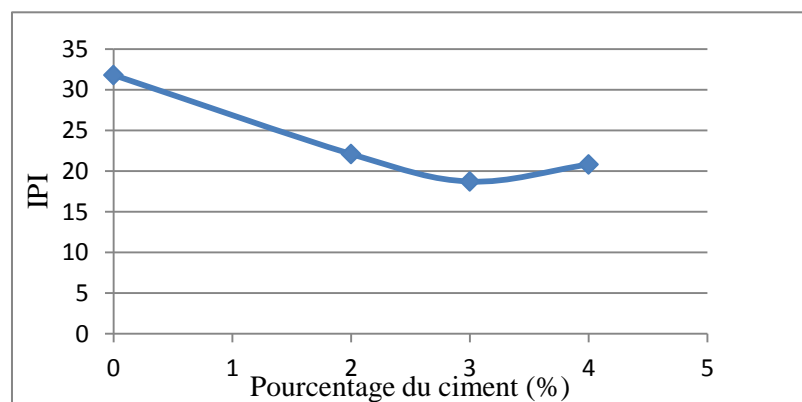


Figure VIII.20. Influence du pourcentage du ciment sur l'indice IPI du sol de TELAGH

VIII.2.4.3. Effet du lait de chaux sur l'essai CBR du sol de TELAGH

Les résultats de l'essai CBR immédiat sont représentés dans la figure VIII.21.

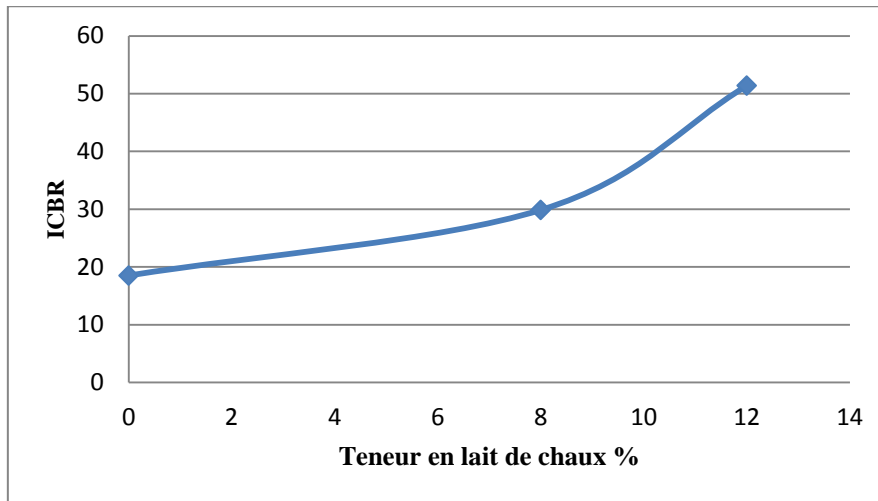


Figure VIII.21. L'influence de l'ajout de lait de chaux sur la portance du sol de TELAGH.

Les valeurs de l'indice CBR trouvées après l'addition de 8% de lait de chaux montrent qu'il est classé en P4 (voir tableau VIII.5), pour l'addition de 12% de lait de chaux le résultat trouvé montre que le sol est classé en P5 (voir tableau VIII.5) et qui signifie que c'est un sol non déformable (voir tableau VIII.6).

Tableau VIII.5. Les classes de portance P [GTR, 2000].

| Portance p | p ₀ | p ₁ | p ₂ | p ₃ | p ₄ | p ₅ |
|------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| Indice CBR | < 3 | 3 à 6 | 6 à 10 | 10 à 20 | 20 à 50 | > 50 |

Tableau VIII.6. Classification des sols en fonction de leur portance [GTR, 2000].

| p | Types de sols | Examen visuel (essieu de 13 t) | |
|----------------|--|--|----------------------------------|
| p ₀ | Argiles fines saturées, sols tourbeux, faible densité sèche, sols contenant des matières organiques, etc. | Circulation impossible sol inapte très déformable | |
| p ₁ | Limons plastiques, argileux et argiloplastiques, argiles à silex, alluvions grossières, etc., très sensibles à l'eau. | Ornières derrière l'essieu de 13 t déformable. | |
| p ₂ | Sables alluvionnaires argileux ou fins limoneux, graves argileuses ou limoneuses, sols marneux contenant moins de 35 % de fines. | Pas d'ornières derrière l'essieu de 13 t | déformable |
| p ₃ | Sables alluvionnaires propres avec fines < 5 %, graves argileuses ou limoneuses avec fines < 12 %. | | peu déformable |
| p ₄ | Matériaux insensibles à l'eau, sables et graves propres, matériaux rocheux sains etc., chaussées anciennes. | | très peu déformable |
| p ₅ | Graves propres et compactées e > 30 cm ou chaussées anciennes, roches. | | très peu ou pas déformable |

VIII.2.4.4. Effet du lait de chaux et de poudrette de verre sur la portance du sol de SIG

Les tests de CBR ont été exécutés sur des échantillons non traités et traités au lait de chaux et de poudrette de verre avec des pourcentages allant de 0 à 8%.

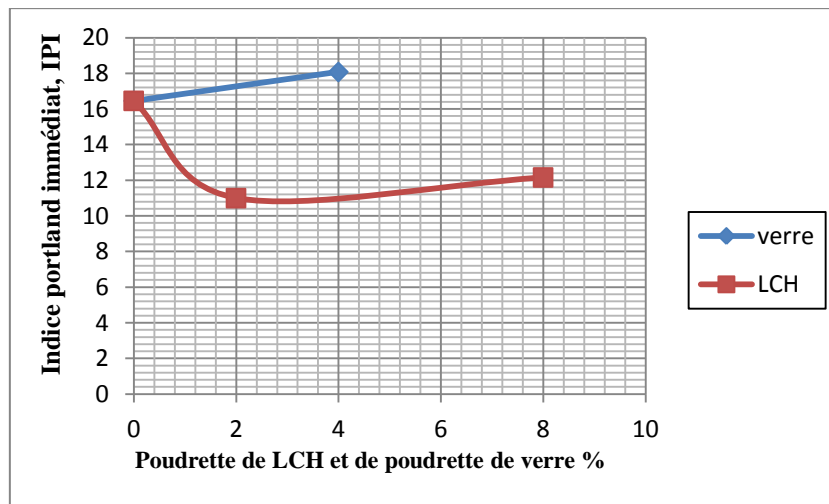


Figure VIII.22. Effet des ajouts minéraux sur l'indice de portance IPI du sol de SIG

La figure VIII.22 montre les effets de l'additif de lait de chaux et de verre sur l'indice de portance IPI. On montre qu'il y a une tendance générale d'augmentation des valeurs de l'IPI

avec l'ajout de 4% de poudrette de verre. Un accroissement est remarqué de l'IPI de 16.46 à 18.08. L'amélioration de la portance du sol argileux (augmentation de l'IPI) est justifiée par la diminution du volume des vides dans le sol qui est due à la bonne distribution des particules du sol avec les particules fines de l'additif de poudrette de verre.

Concernant le matériau traité en lait de chaux, on constate une diminution marquée du CBR avec l'augmentation de lait de chaux. Ce résultat est similaire au cas traité avec la chaux.

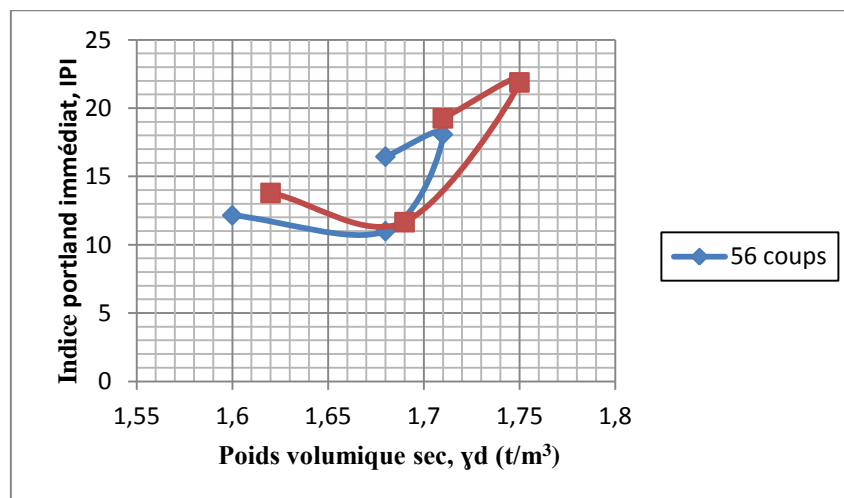


Figure VIII. 23. Variation de l'indice de portance IPI du sol de SIG en fonction de la densité sèche γ_d maximale.

La figure VIII.23 représente la variation de l'indice de portance IPI en fonction de la densité sèche γ_d maximale. On a enregistré une augmentation de l'IPI jusqu'à une valeur de 1,71 de densité ensuite une chute de l'IPI est remarquée lorsque le pourcentage de lait de chaux augmente.

VIII.2.5. Effet de l'ajout des liants hydrauliques et additifs sur la compressibilité à l'œdomètre

VIII.2.5.1. Effet de la chaux sur la compressibilité à l'œdomètre du sol de TELAGH

Pour une valorisation en technique routière, il est nécessaire de réduire la teneur en eau initiale afin d'améliorer les performances mécaniques au regard de la portance et de diminuer la sensibilité à l'eau et en particulier la compressibilité du sol. Dans cette optique, nous allons étudier la compressibilité du matériau du TELAGH pour une utilisation en remblai. Afin de

déterminer le comportement du sol soumis à une augmentation de contrainte verticale, on procède à un essai œdométrique selon la N.F XP P 94-090-O1. On place une éprouvette du mélange (Sol-chaux) compacté à l'OPN dans un cylindre métallique indéformable entre deux pierres poreuses destinées à permettre la consolidation du sol par dissipation des pressions interstitielles (Photo VIII.3). L'éprouvette est prélevée au moyen d'une trousse coupante puis est placée sous l'eau de manière à éviter la dessiccation du sol.

L'essai consiste à soumettre l'éprouvette de section transversale à une série de paliers de chargement et de déchargement d'intensité constante et à mesurer, pour chacun d'eux, la variation de hauteur de cette éprouvette au cours du temps.



Photo VIII.3. Déroulement de l'essai œdomètre.

Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau VIII.7.

Tableau VIII.7. Les différents paramètres de compressibilité du sol de TELAGH traité à la chaux.

| Echantillon | Chaux (%) | Pc (bars) | Cc (%) | Cg (%) |
|--------------------|------------------|------------------|---------------|---------------|
| Matériau | 0 | 1.44 | 12.3 | 3.41 |
| | 1 | 1.5 | 9.1 | 1.65 |
| | 3 | 1.63 | 7.9 | 1.02 |
| | 5 | 1.83 | 10 | 0.7 |

Les variations des paramètres de compressibilité étudiées avec l'addition de chaux sont représentées dans la figure VIII.24.

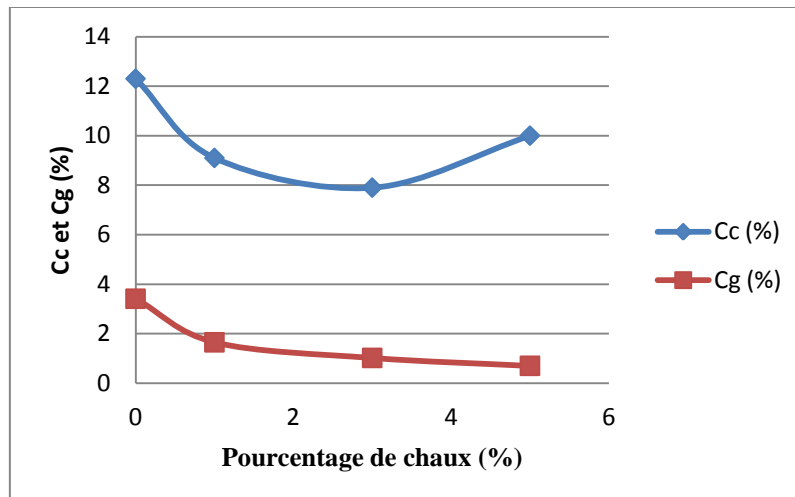


Figure VIII.24. Variation des indices de compressibilité et de gonflement du sol de TELAGH en fonction du pourcentage en chaux additionné.

A l'état naturel le matériau présente une valeur de coefficient de compressibilité (C_c) de l'ordre de 0.123, selon le tableau VIII.7, ce matériau est classé comme étant sol peu compressible. La figure VIII.24 montre qu'il y a une diminution de l'indice de compressibilité, ainsi qu'une diminution de l'indice de gonflement C_g lorsque le pourcentage de chaux augmente.

Avec l'ajout de différents pourcentages de chaux, l'effet de traitement se traduit par une diminution de la compressibilité et du gonflement à court terme. La valeur de la contrainte de préconsolidation augmente de 150 kPa à 183 kPa lorsqu'on incorpore 5% de chaux. L'augmentation de cette pression est attribuée à l'augmentation de la cohésion des particules à l'issue de la formation d'hydrate CAH par la réaction pouzzolanique. Cette diminution de compressibilité est due suite à la floculation induite par l'échange cationique entre particules.

VIII.2.5.2. Effet du ciment sur les coefficients de compressibilité et de gonflement du sol de TELAGH

Vu le peu d'études sur le comportement de compressibilité des matériaux traités aux liants hydrauliques en particulier le ciment, on a jugé utile d'entamer l'étude de l'influence du ciment sur la compressibilité du sol de TELAGH.

Les valeurs des coefficients de gonflement et de compressibilité déterminées à partir des courbes œnométriques sont représentées sur les figures VIII.25

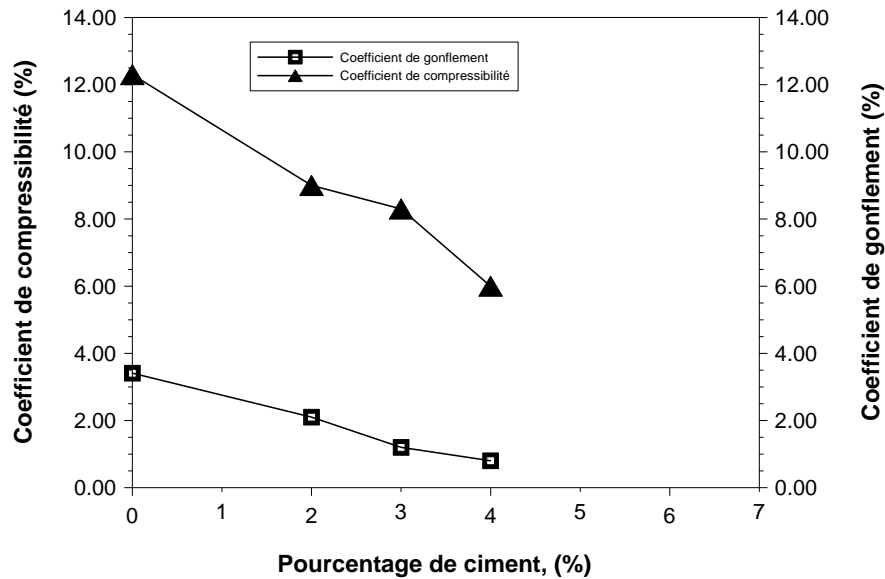


Figure VIII.25. Variation des coefficients de gonflement et de compressibilité du sol de TELAGH en fonction des pourcentages de ciment ajouté à des teneurs en eau initiales des échantillons confectionnés après 7 jours.

Dans le cas de la compressibilité les valeurs varient de 12,3% à 6% en fonction de dosage en ciment. Ceci montre que notre sol est très peu compressible et ne présente pas de gonflement. On peut dire que le matériau perd sa sensibilité au gonflement à 2% de ciment.

D'après la littérature. On a remarqué une diminution des coefficients de compressibilité et de gonflement lorsque le pourcentage de ciment augmente. Cette diminution est plus marquée lorsque le pourcentage de ciment est de 4%.

VIII.2.5.3. Effet du lait de chaux sur l'essai de compressibilité à l'œdomètre du sol de TELAGH

Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau VIII.8.

Tableau VIII.8. Les différents paramètres de compressibilité du sol de TELAGH traité au lait de chaux.

| Echantillon | Teneur en lait de chaux (%) | Pc (bars) | Cc (%) | Cg (%) |
|---------------|-----------------------------|-----------|--------|--------|
| Sol de TELAGH | 0 | 1.44 | 12.29 | 3.41 |
| | 8 | 2.06 | 9.97 | 1.88 |
| | 12 | 1.83 | 4.98 | 0.60 |

Les variations des paramètres de compressibilités pour le sol de TELAGH avec l'addition de lait de chaux sont représentées dans les figures VIII.26 et VIII.27.

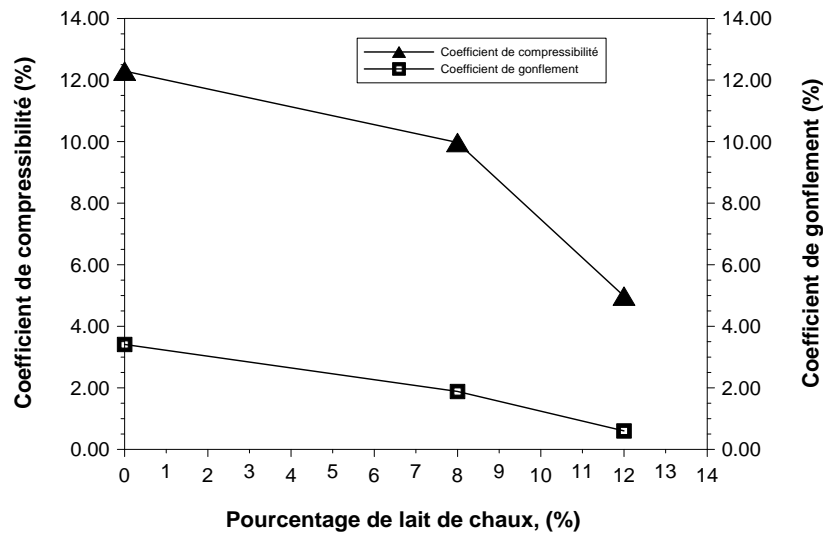


Figure VIII.26. Variation des indices de compressibilité et de gonflement du sol de TELAGH en fonction du pourcentage en lait de chaux additionnée.

D'après la figure VIII.26 on montre que l'indice de compressibilité et de gonflement diminuent avec l'ajout de lait de chaux de 8% à 12% et passe de 12.34% à 5% et de 2.58% à 0.60% respectivement. Cette diminution confirme que notre matériau est très peu compressible.

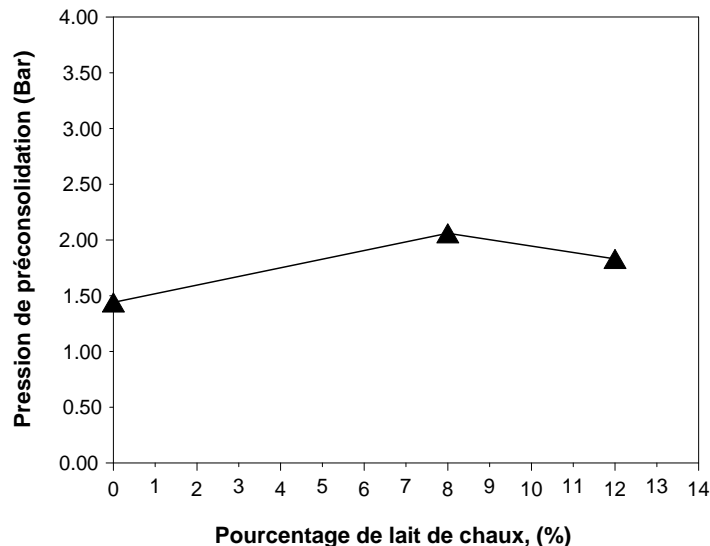


Figure VIII.27. Variation de la pression de préconsolidation du sol de TELAGH en fonction du pourcentage en lait de chaux additionnée.

La figure VIII.27 montre que la pression de préconsolidation augmente avec l'addition de 8% de lait de chaux et elle diminue avec 12% de lait de chaux à un intervalle qui varie de 206 kPa à 183 kPa. On peut expliquer ce phénomène par l'espace porale entre les particules produit par le lait de chaux.

VIII.2.5.4. Effet du lait de chaux et de poudrette de verre sur la compressibilité à l'œdomètre du sol de SIG

Les essais de compressibilité à l'œdomètre (NFP 94-090) ont été réalisés sur notre sol argileux à son état naturel puis à des mélanges ayant deux proportions de lait de chaux allant de 2 à 8% et de poudrette de verre de 4%. L'indice de compression C_c est le paramètre qui précise la sensibilité du sol au tassement. A l'état naturel, la valeur de C_c est de l'ordre de 12,37, ce sol est classé comme étant très compressible. La figure VIII.28 montre qu'il y a une diminution de l'indice de compression au fur et à mesure que le pourcentage de lait de chaux augmente, pour un dosage allant de 0 à 8%. En revanche, le coefficient de compressibilité du même sol, en incorporant 4% de poudrette de verre diminue moins que l'intégration de lait de chaux dans le sol et passe de 15,95% à 14,61%. Ceci est probablement dû à la faible réaction pouzzolanique de poudrette de verre à un diamètre $\leq 80\mu$.

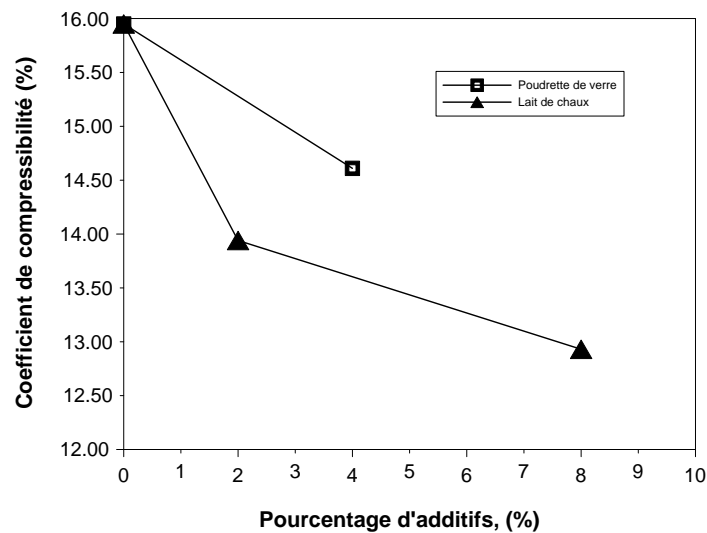


Figure VIII.28. Variation de l'indice de compressibilité du sol de SIG en fonction d'ajout des pourcentages des minéraux.

Les mêmes constatations sont faites pour le cas du coefficient de gonflement du sol traité au lait de chaux (Figure VIII.29). On remarque une diminution marquée du coefficient de gonflement qui passe de 3,5% à 0,82% lorsque le pourcentage de lait de chaux augmente de 2

à 8%. Par contre, la présence de 4% de poudre de verre dans le sol, fait abaisser le coefficient de gonflement à 1,26%. Ceci est une amélioration à la stabilité du sol.

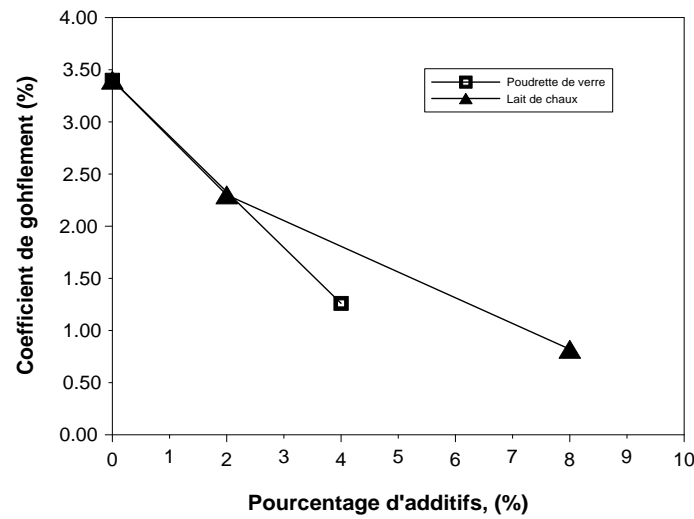


Figure VIII.29. Variation de l'indice de gonflement du sol de SIG en fonction du pourcentage des ajouts minéraux.

La figure VIII.30 représente la variation de la pression de préconsolidation P_c en fonction du pourcentage des ajouts minéraux :

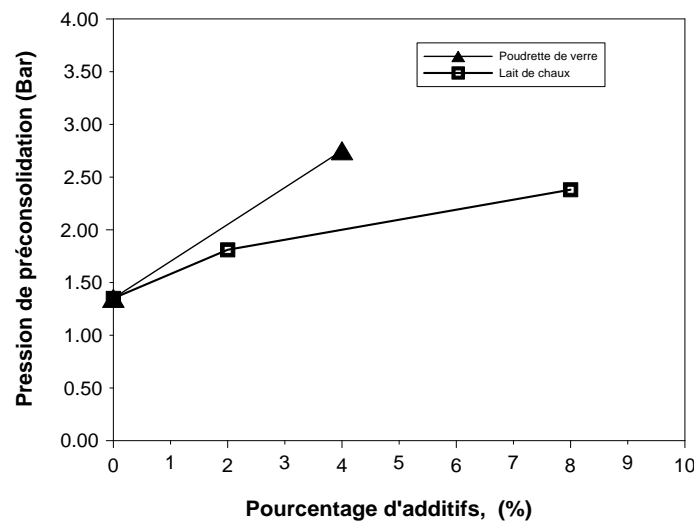


Figure VIII.30. Variation de la pression de gonflement P_c du sol de SIG en fonction du pourcentage des ajouts minéraux.

A travers ces résultats on peut constater que la pression de préconsolidation P_c augmente avec l'augmentation du pourcentage des ajouts minéraux et cela pour tous les cas étudiés. Elle est plus importante dans le cas du traitement avec la poudre de verre. Ce phénomène peut être exprimé par la floculation rapide des particules fines du sol.

VIII.2.6. Effet de l'ajout des liants hydrauliques et additifs sur la perméabilité à l'œdomètre

VIII.2.6.1. Effet de la chaux sur l'essai de la perméabilité à l'œdomètre du sol de TELAGH

Après préparation des échantillons de sol compacté à l'optimum Proctor, en fonction des pourcentages de chaux qui varie de 1 à 5%, on laisse ces échantillons dans la phase de saturation pendant 14 et 28 jours ; afin de laisser la cinétique de l'hydratation de chaux se faire convenablement. On procède ensuite à l'essai de mesure de la perméabilité. Le coefficient de la perméabilité est calculé par l'équation suivante :

$$k = 2.3 \cdot \frac{a}{A} \cdot \frac{L}{T} \cdot \text{Log} \frac{h_1 - h_0}{h_2 - h_0}$$

Avec : A : section de l'échantillon ;

L : hauteur de l'échantillon ;

a : section du tube où s'effectuent les lectures.

h_0 : hauteur de l'échantillon.

h_1 : niveau initial de l'eau dans le tube (ou charge hydraulique initiale)

h_2 : niveau final de l'eau dans le tube (charge hydraulique finale)

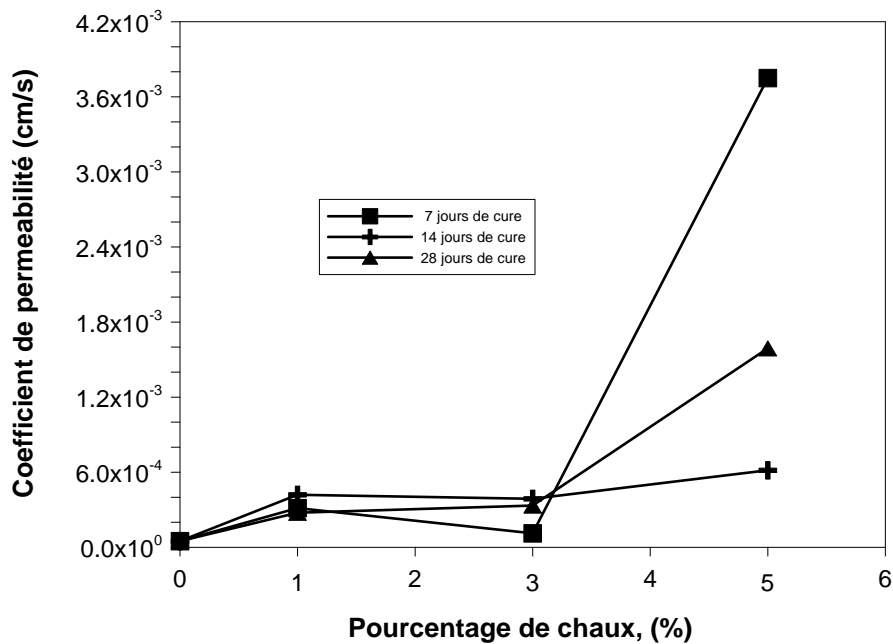


Figure VIII.31. Variation de la perméabilité du sol de TELAGH en fonction de différents pourcentages de chaux.

D'après la figure VIII.31, on remarque que plus le pourcentage de la chaux augmente plus le coefficient de la perméabilité k augmente avec un bon drainage. Ceci peut être dû à l'augmentation de la teneur en eau optimale des sols traités à la chaux. Par contre, cette perméabilité diminue dans le temps. En général pour un dosage maximum de 5%, la perméabilité diminue légèrement, cela est dû à la floculation/agglomération des particules fines en grumeaux stables. Ce phénomène s'explique par la formulation de ponts $\text{Ca}(\text{OH})_2$ entre les particules fines.

A long terme, le sol à une teneur en eau élevée semble réagir mieux avec la chaux que celui à une teneur en eau faible, car le mouvement du soluté dans les pores est plus facile dans le premier cas et cela crée la condition favorable à la formation des produits cimentaires.

VIII.2.6.2. Effet du ciment sur la perméabilité à l'œdomètre du sol de TELAGH

Le traitement de ciment est aussi réalisé pour ce type de sol afin d'étudier les caractéristiques hydrauliques à savoir l'effet du ciment sur la perméabilité de l'eau à l'état saturé, après confection des éprouvettes à l'OPN, en ajoutant des dosages de ciment allant de 2, 4 à 6% par rapport à la masse sèche du matériau.

On laisse les éprouvettes préparées dans des sacs hermétiques pendant 7 jours et d'autres à 16 jours afin de laisser la cinétique de l'hydratation du ciment se faire convenablement. On procède ensuite à l'essai de mesure de la perméabilité dans la cellule œdométrique à 4 bars de chargement. On présente les résultats de perméabilité des échantillons soumis à quatre (4) bars de contrainte verticale. La figure VIII.32 montre les résultats des perméabilités mesurées après chaque fin d'essais de compressibilité à différents pourcentage de ciment. On constate une légère diminution de la perméabilité lorsque le dosage en ciment augmente.

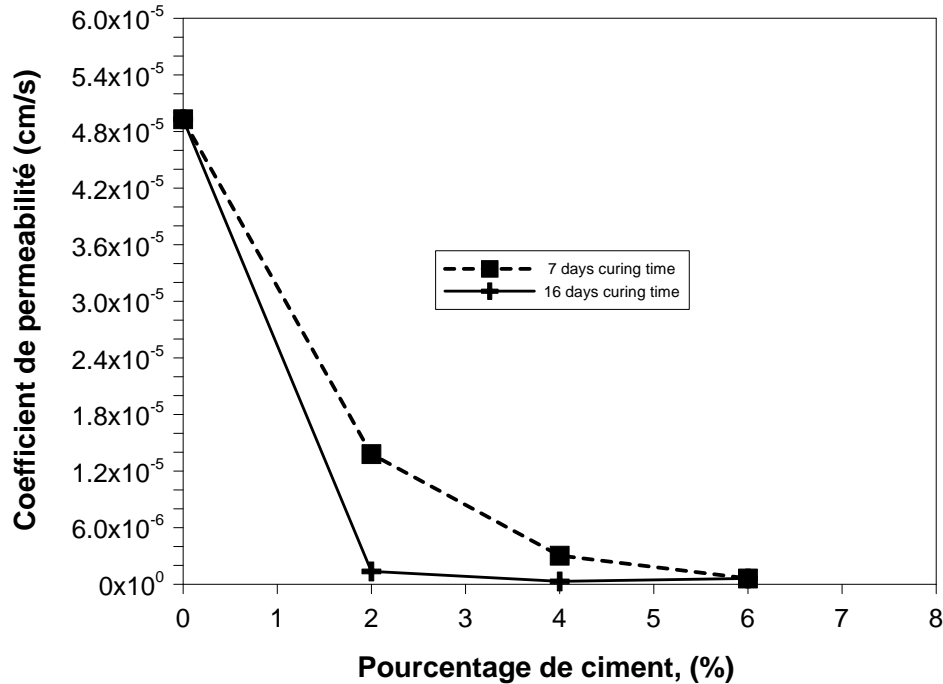


Figure VIII.32. Variation de la perméabilité du sol de TELAGH en fonction de la teneur en ciment des échantillons confectionnés après 7 et 16 jours.

Aussi, cette étude a permis de confirmer que l'ajout de ciment conduit, pour une condition de compactage donnée (Proctor normal), en une diminution de la perméabilité (Figure VIII.32). Toutefois, il a été observé, d'une façon générale, que le dosage en ciment semble avoir peu d'influence sur l'ampleur de cette diminution dans le cas des sols limoneux peu plastique. L'origine de cette faible variation de perméabilité avec le dosage en ciment s'explique par le fait que l'ajout de ciment enrobe les particules du sol (limon peu plastique) rendant ainsi la perméabilité du sol faible. Finalement, cette étude permet de fournir un premier cadre théorique pour évaluer et prévoir la perméabilité des sols limoneux peu plastique traités au ciment en fonction du dosage du ciment.

VIII.2.6.3. Effet de la fumée de silice sur la perméabilité du sol de TELAGH

Après une préparation des échantillons de sol, en ajoutant des pourcentages de fumée de silice de 4% et 6% et on laissant ces échantillons conservés dans des sacs en plastique ; afin de laisser la cinétique de l'hydratation de la fumée de silice réagir convenablement. On procède ensuite à l'essai de mesure de la perméabilité dans la cellule œdométrique.

Les résultats sont représentés dans la figure VIII.33.

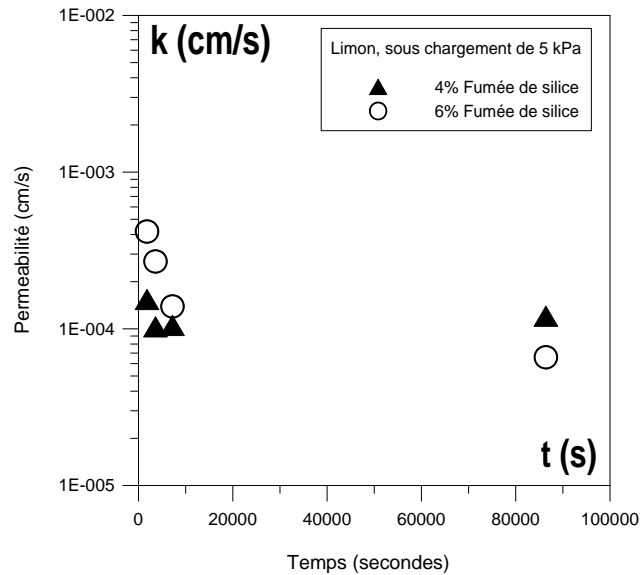


Figure VIII.33. Variation de la perméabilité du sol de TELAGH en fonction de différents pourcentages de fumée de silice.

A l'état saturé, on constate une légère augmentation de la perméabilité après les 7 jours de conservation dans des sacs en plastique, c'est à dire environ après 7 jours et deux heures.

Après 8 jours, on remarque de nouveau une très légère diminution de la perméabilité dans le temps. Cela est dû à la floculation qui genèse des structures plus granulaires.

Cette étude a permis de confirmer que l'ajout de la fumée de silice conduit pour une condition de compactage donnée (Proctor normal), en une diminution de la perméabilité. Toutefois, il a été observé, d'une façon générale, que le dosage en fumée de silice semble avoir peu d'influence sur l'ampleur de cette diminution dans le cas des sols limoneux peu plastique. L'origine de cette faible variation de perméabilité avec le dosage en fumée de silice s'explique par le fait que l'ajout de la fumée de silice enrobe les particules du sol (limon peut plastique) rendant ainsi la perméabilité du sol faible.

Nos résultats sont en bon accord avec les travaux de la littérature, conduisant à court terme à une augmentation de la perméabilité [Brardl,1981;Nalbantoglu et Tuncer, 2001; Rajasekaran et Narasim, 2002], les travaux de Goswamiet et Mahanta, 2006 et Raginal,2011 qui montrent une augmentation de la perméabilité. Cette augmentation est expliquée par la baisse de la densité sèche maximale suite à l'ajout de fumée de silice. L'ampleur de cette variation reste difficile à évaluer [Mc Callister, 1990] car dans le cas du sol traité au ciment, on montre une légère diminution de la perméabilité quand le dosage en ciment augmente, d'ou la naissance de produits cimentaires réduisant la circulation de l'eau dans le sol et donc la diminution de la perméabilité.

VIII.2.7. Effet de l'ajout des liants hydrauliques et additifs sur le cisaillement

Dans toute étude de stabilité des pentes naturelles, de talus et des digues, la résistance du sol au cisaillement doit être connue. L'objectif de cette étude expérimentale, est la détermination des paramètres de résistance au cisaillement du sol, qui se caractérisent par l'angle de frottement interne ϕ et la cohésion c . Ensuite on s'intéresse à l'effet des liants et ajouts sur les paramètres mécaniques. Les essais de cisaillement à la boîte de Casagrande (suivant la norme **NF P 94-071-1**) ont été réalisés sur le sol à différents dosages de liants (Ciment, chaux) et additifs.

VIII.2.7.1. Déroulement de l'essai

Le principe de l'essai consiste à appliquer un effort de cisaillement à un échantillon placé dans une boîte de dimension 6 cm de côté (forme carrée), constituée de deux demi-boîtes indépendantes. La boîte est placée sur un bâti, et après avoir désolidarisé les deux demi-boîtes en enlevant les vis de jonction, un moteur permet l'entraînement du dispositif de déplacement latéral, qui permet de déplacer la demi-boîte inférieure, alors que l'autre demi-boîte reste fixe. Le cisaillement est appliqué selon un plan horizontal et la force de cisaillement est mesurée en continu. L'étude de la résistance du cisaillement direct du sol comprend au minimum trois essais à des contraintes normales différentes permettant de suivre l'évolution des résistances au cisaillement en fonction des contraintes axiales (100, 200 et 300 kPa) à différents dosages de liants et additifs.



Photo VIII.4. Déroulement de l'essai de cisaillement.

Avant l'essai de cisaillement les échantillons ont été compactés à l'OPN ($\gamma_{dmax, \omega opt}$) et conservés dans des sacs en plastique pendant 7 jours, consolidés à l'un des trois charges précédemment citées. La phase de consolidation est arrêtée et l'essai de cisaillement commence lorsque le tassement induit par la remise en charge de l'échantillon est stabilisé après 24 heures. Les résultats des différents essais selon le traitement préconisé sont présentés comme suit :

VIII.2.7.2. Effet de la chaux sur l'essai de cisaillement du sol de TELAGH

Les résultats concernant les paramètres de cisaillement à savoir la cohésion et l'angle de frottement interne de matériau traité à la chaux sont présentés dans le tableau VIII.9 et les figures VIII.34 et VIII.35.

Tableau VIII.9. Les paramètres de cisaillement du matériau traité à la chaux.

| Echantillon | Cohésion C (kpa) | Angle de frottement ϕ (°) |
|----------------------|------------------|--------------------------------|
| Matériaux à 0% Chaux | 65 | 35.9 |
| Matériaux à 1% Chaux | 63 | 36 |
| Matériaux à 3% Chaux | 121 | 34 |
| Matériaux à 5% Chaux | 136 | 35 |

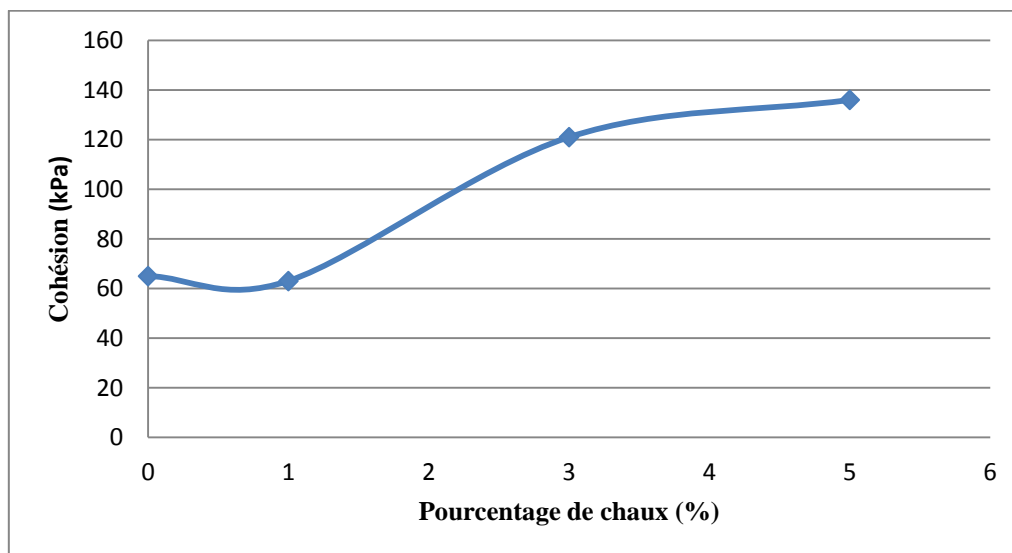


Figure VIII.34. Evolution de la cohésion du sol de TELAGH traité à la chaux.

La figure VIII.34 montre une augmentation significative de la cohésion des échantillons traités à 4% de chaux. L'amélioration de cette cohésion est due à la quantité de chaux ajoutée et du temps de cure de 7 jours. Ce phénomène d'augmentation peut être expliqué par la

formation croissante de composés cimentaires et la cristallisation de ces composés au cours du temps.

Quant à l'augmentation légère de l'angle de frottement interne, elle dépend de la nature et la quantité de chaux ajoutée. Cette légère croissance est attribuée au processus de réorganisation induite par la floculation/agglomération et non à la cristallisation des produits cimentaires au cours du temps. Nos résultats sont en bon accord avec les travaux de recherche de plusieurs auteurs [Brandel,1981, Balasubramaniam et al, 2005], [Abdo, 2008, Cuisinnier,2008, Gay et Schad,2000, Mellal et lamri, 2009].

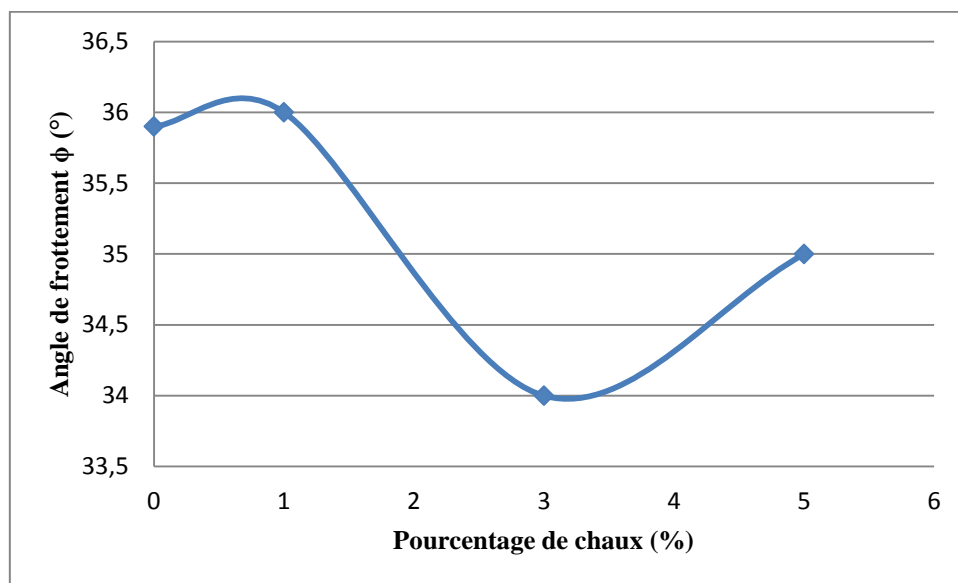


Figure VIII.35. Evolution de l'angle de frottement du sol de TELAGH traité à la chaux.

La figure VIII.35 montre une légère augmentation de l'angle de frottement pour le sol traité à 4% de chaux.

VIII.2.7.3. Effet du ciment sur le comportement mécanique par l'essai de cisaillement rectiligne du sol de TELAGH

Les résultats des différents essais de cisaillement sur les mélanges (matériau/ciment) préparés à une teneur eau proche de l'Optimum Proctor, conduisent à des courbes enveloppes de Mohr-Coulomb qui sont représentés dans la figure VIII.36. A la fin de chaque essai de cisaillement, on présente les valeurs de l'angle de frottement interne et de la cohésion en fonction des différents pourcentages de ciment. Il est à noter que les essais de cisaillement rectiligne ont commencés après 14 jours de conservation des échantillons traités au ciment. Dans la figure

VIII.37, on montre l'évolution de l'angle de frottement interne en fonction des différents pourcentages de ciment.

On constate que le traitement au ciment conduit à une augmentation de la résistance au cisaillement pour une teneur en eau d'environ de 16 %. Ce phénomène s'explique par le fait que l'hydratation des silicates et aluminates de calcium anhydres du ciment est suivie par une phase de cristallisation. Dans cette phase, les constituants hydratés vont enrober et relier les grains entre eux, c'est la prise hydraulique.

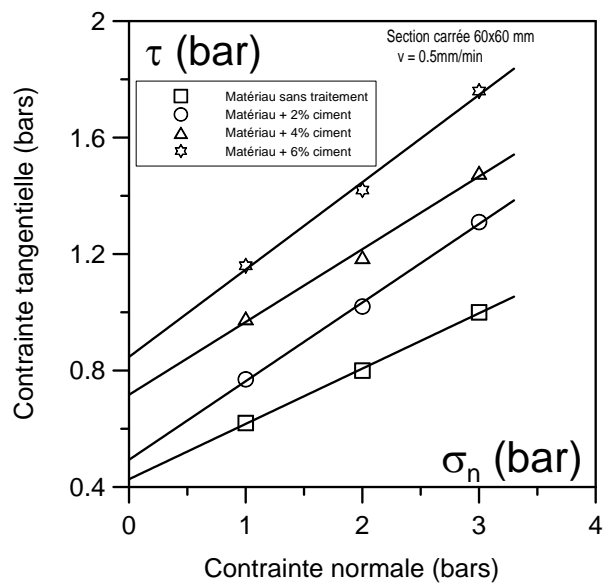


Figure. VIII.36. Courbes Mohr-Coulomb des mélanges limon/ciment obtenues à partir des essais de cisaillement direct.

D'autre part, la figure VIII.37 montre la variation de la cohésion des échantillons confectionnés après 14 jours pour des dosages en ciment variant de 0%, 2%, 4%, et 6%. On observe une augmentation de la cohésion lorsque le dosage en ciment augmente pour une période de cure de 14 jours. Ceci peut être associé au phénomène de floculation/agrégation et par conséquent la cimentation du sol. L'ampleur de cette augmentation dépend de la nature du sol ou de la qualité de ciment et du temps de cure. Plusieurs auteurs ont montré cette tendance d'augmenter les paramètres plastiques de résistance (c et ϕ). On cite les travaux de Gay et Shad, 2000 qui précisent une augmentation de c et ϕ avec l'augmentation des teneurs en ciment et ceci par différentes périodes de cure. Les mêmes observations sont faites par Saeed Sasanian, 2010 et Sezar et al, 2006 d'un sol traité à 20% de cendre volante et une période de cure de 28 jours. Par ailleurs les travaux de Sewol et al, 2006 ont montré une nette

amélioration de la cohésion et l'angle de frottement interne pour une teneur de 46% de cendre volante. Aussi les travaux de Lin et al,2007 ont montrés une amélioration notable des paramètres de cisaillement d'un sol traité à l'addition de la chaux combinée au cendre volante.

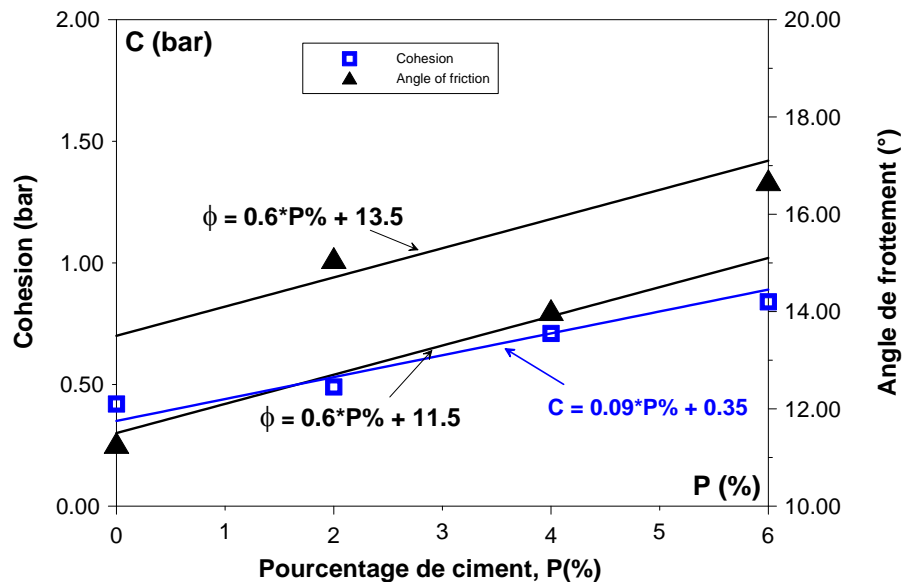


Figure VIII.37. Variation de la cohésion du sol de TELAGH en fonction de la teneur en eau initiale des échantillons confectionnés après 14 jours.

En revanche, l'angle de frottement interne est non proportionnel à la quantité de ciment ajoutée. Cependant, la représentation de l'angle de frottement (ϕ) en fonction du pourcentage de ciment (p%) montre une augmentation linéaire sous la forme : $\phi = \alpha \cdot p\% + \beta$. Il faut noter que la pente $\alpha = 0,6$ n'est pas influencée par l'addition de la quantité de ciment. Par ailleurs, pour un dosage donné en ciment, l'angle de frottement interne fluctue par une augmentation ou une diminution avec le paramètre β variant de 11,5 à 13,5 (Figure VIII.37).

Cette fluctuation est est dûe probablement aux réactions chimiques internes de quelques minéraux des mélanges qui ne s'adaptent pas avec la présence de ciment, d'ou la présence d'éléments perturbateurs qui ne font pas l'objet de notre travail. Ce phénomène a été observé par Tremblay et al., 2002; Benaissa, 2008; Mekerta et al., 2009 sur des sédiments; Dadouch, 2011 sur un limon et Ghobadi et al., 2013 sur les sols argileux traités à la chaux. Néanmoins, on note pour un traitement de 2% et 6% de ciment, une augmentation de l'angle de frottement et la cohésion. Ces résultats sont en bon accord avec la littérature [Mohamedzein et al., 2011 ; Kazemian et al., 2012 ; Bagheri et al, 2014].

VIII.2.7.4. Effet du lait de chaux sur l'essai de cisaillement du sol de TELAGH

Les résultats concernant les paramètres de cisaillement à savoir la cohésion et l'angle de frottement interne du sol de TELAGH traité au lait de chaux sont présentés dans le tableau VIII.10 et les figures VIII.38 et VIII.39.

Tableau VIII.10. Les paramètres de cisaillement du sol de TELAGH traité au lait de chaux.

| Echantillon | Cohésion C (kPa) | Angle de frottement ϕ (°) |
|---------------------|------------------|--------------------------------|
| Matériau à 0% L.CH | 1.36 | 35 |
| Matériau à 8% L.CH | 31.85 | 42.7 |
| Matériau à 12% L.CH | 113.33 | 17.4 |

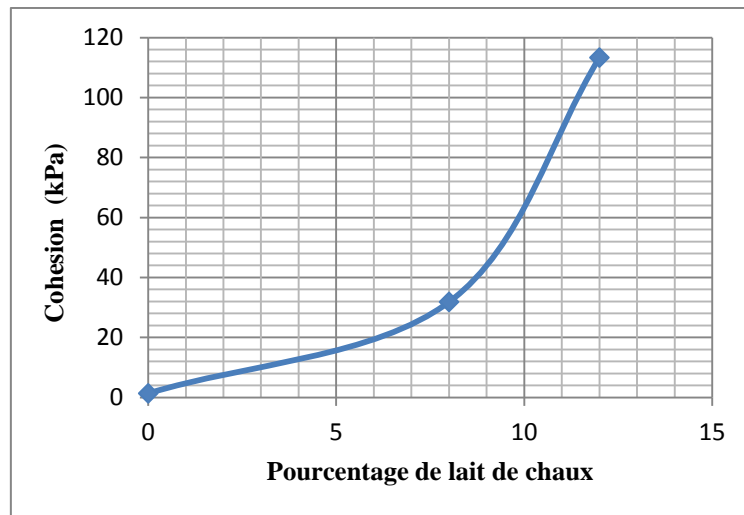


Figure VIII.38. Evolution de la cohésion du sol de TELAGH traité au lait de chaux.

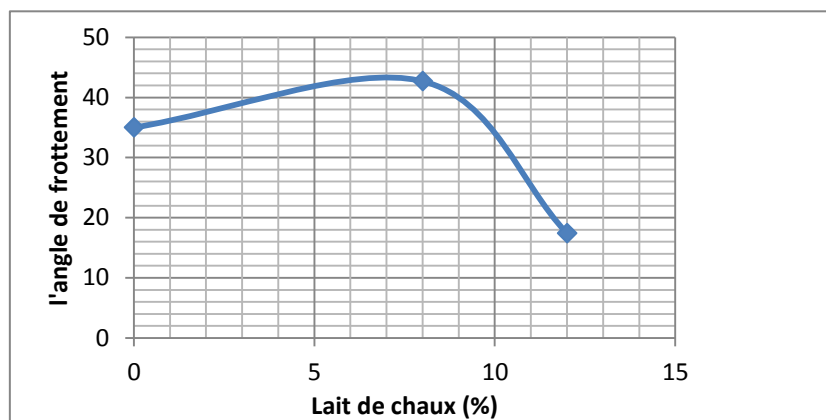


Figure VIII.39. Evolution de l'angle de frottement du sol de TELAGH en fonction du dosage de lait de chaux.

Après une cure de 7 jours, des échantillons compactés à l'OPN, on constate une augmentation de la cohésion suite à l'addition de 8% et 12% de lait de chaux. L'effet de l'addition de 12% de lait de chaux est peu prononcé comparativement au dosage de 8% et la cohésion passe d'environ de 32 kPa à 114 kPa. On peut dire que la résistance au cisaillement augmente significativement par rapport au sol non traité.

La figure VIII.39 montre la variation de l'angle de frottement interne en fonction de l'augmentation du pourcentage de lait de chaux. D'après la figure VIII.93, on note une augmentation de l'angle de frottement pour un dosage ne dépassant pas les 8% de lait de chaux. En revanche, pour un dosage de 12%, l'angle de frottement interne diminue lorsque le dosage en lait de chaux augmente, ceci est due probablement à la diffusion de l'eau à l'intérieur des particules qui provoque une augmentation des proportions du volume apparent qui fait réduire sa consistance et par conséquent influe négativement sur la résistance au cisaillement.

VIII.2.7.5. Effet du lait de chaux et de poudrette de verre sur la résistance de cisaillement du sol de SIG

Les résultats des essais de cisaillement direct consolidé non drainé sur les échantillons du sol traités avec lait de chaux et poudrette de verre ensuite comparés à l'OPN sont présentés sur les figures VIII.40 et VIII.41. Il est à noter que les essais de cisaillement sont réalisés sur des échantillons qui étaient conservés pendant 7 jours de cure.

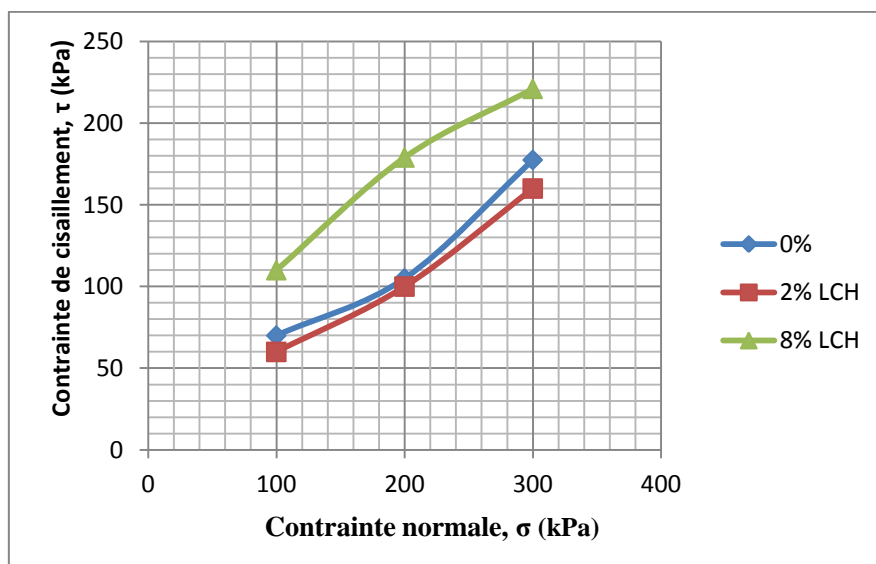


Figure VIII.40. Variation des résistances de cisaillement du sol de SIG en fonction des dosages de lait de chaux.

Concernant le traitement du matériau argileux en lait de chaux (Figure VIII.40.). On constate une augmentation de la résistance au cisaillement lorsque le pourcentage en lait de chaux augmente pour différentes contraintes normales imposées (100, 200 et 300 kPa). Cette contrainte est plus significative lorsque la contrainte normale augmente

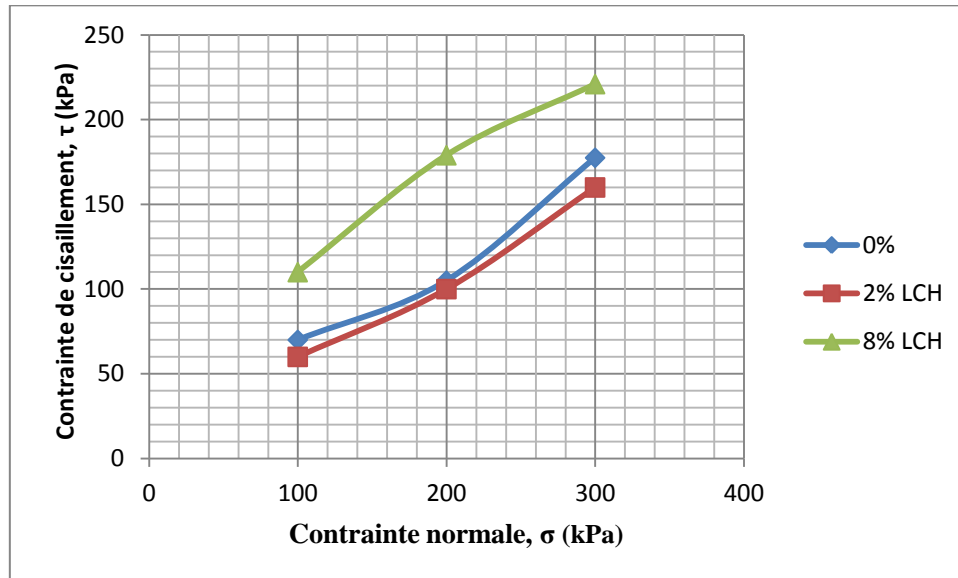


Figure VIII.41. Variation des résistances de cisaillement du sol de SIG en fonction des dosages de poudre de verre.

Les mêmes observations sont faites (Figure VIII.41) lors du traitement du sol avec 4% de poudre de verre. On note une légère diminution de la résistance maximale lorsqu'on intègre 4% de poudre de verre.

A partir des courbes de cisaillements, on détermine les paramètres du comportement du sol traité ou non traité à la rupture à savoir la cohésion et l'angle de frottement interne. Les figures VIII.42 et VIII.43 présentent les résultats de la variation de l'angle de frottement interne ainsi que la cohésion en fonction du dosage en lait de chaux et de poudre de verre. Ces caractéristiques sont utiles pour vérifier la stabilité d'un remblai ou d'un talus.

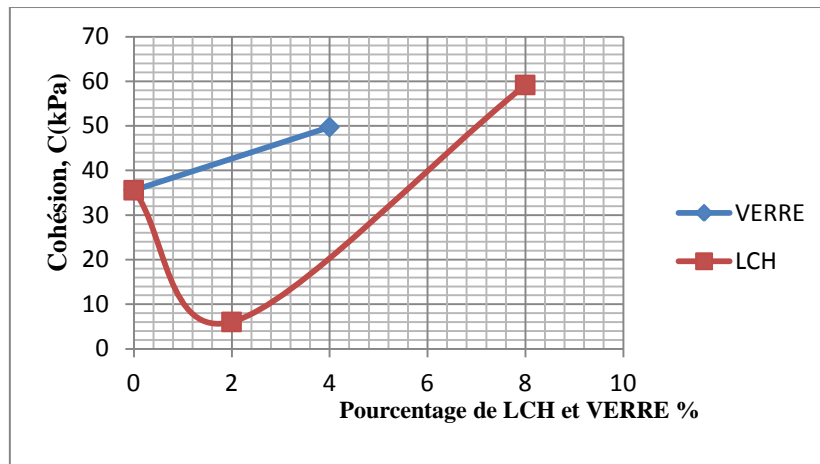


Figure VIII.42. Variation de la cohésion du sol de SIG en fonction des pourcentages des minéraux additionnés.

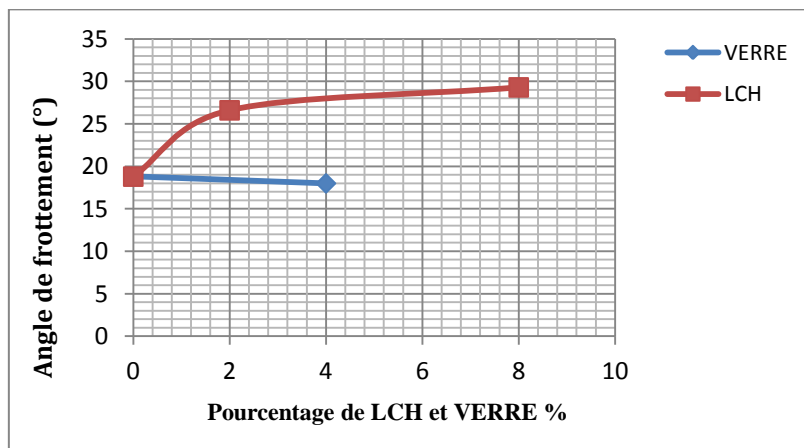


Figure VIII.43. Variation de l'angle de frottement du sol de SIG en fonction du pourcentage des ajouts minéraux.

Concernant la variation de la cohésion (Figure VIII.42), on constate en général, une nette amélioration de la cohésion lorsque le pourcentage de lait de chaux augmente de 2% à 8%. Cette augmentation rend le sol plus cimentaire et la valeur passe de 35 kPa à 60 kPa. Pour le cas de traitement avec 4% de poudre de verre, on montre que la cohésion est remarquablement plus élevée que celle du sol non traité et sa valeur passe de 35 kPa à 50 kPa. En comparant les valeurs des cohésions du sol des deux traitements (Lait de chaux, et poudre de verre), on note que le remplacement partiel du sol par 4% de poudre de verre provoque une croissance de la cohésion qui se rapproche du sol traité jusqu'à 8% de lait de chaux.

On peut dire que l'ajout de lait de chaux ou de poudrette de verre, provoque une modification de la qualité du matériau par échange cationiques. Cet échange développe des forces électriques conduisant à l'agglomération des fines particules qui eux même conduisent à des particules grossières. Cela contribue à l'augmentation du l'angle de frottement du matériau traité d'où l'amélioration des propriétés de cisaillement

La variation de l'angle de frottement interne avec le pourcentage en lait de chaux et en poudrette de verre, illustré dans la figure VIII.43 montre que pour un pourcentage en lait de chaux de 4%, la valeur maximale de l'angle de frottement interne est de 29.3° . Donc il augmente jusqu' à 1.5 fois de celui de l'état d'un sol non traité. Une valeur minimale de 26.6° est enregistrée dans le cas de 2 % de lait de chaux, on peut dire que l'angle de frottement est légèrement plus influencé par l'incorporation du lait de chaux. Dans le cas de remplacement du matériau par 4% de poudrette de verre, on remarque une légère baisse de l'angle de frottement, ceci est due probablement à la distribution granulométrique de la poudrette de verre par rapport au matériau brut.

VIII.3. Conclusion

Il existe deux sortes de paramètres qui influent sur le comportement mécanique du sol traité aux différents liants ou ajouts minéraux. Le premier paramètre qui est lié aux conditions de réalisation comme la teneur en eau, le malaxage et l'énergie de compactage. Ces paramètres doivent rester dans une fourchette extrêmement serrée pour conduire à des densités suffisantes pour éviter les déformations permanentes lors de la mise en œuvre. Le second paramètre influe directement sur le comportement mécanique, tel que la nature du sol et le dosage du traitement utilisé.

On peut tirer de cette partie, qu'il est important de signaler comme nous l'avons montré d'après les résultats obtenus, que l'efficacité du traitement doit tenir compte de la nature du sol et du liant ou ajout minéral.

Les résultats obtenus ont permis de mettre en évidence l'influence des conditions d'essais ainsi que les agents de traitement intégrés dans l'utilisation des deux sols. Au vu de ces résultats, on peut conclure qu'il est nécessaire d'associer de différents traitements pour bien identifier l'aptitude d'un sol et donc de mieux évaluer les risques lors de la phase chantier.

IX.1. La microstructure du matériau de TELAGH

IX.1.1. Préparation des échantillons pour l'observation par MEB

Pour les observations par le microscope électronique à balayage MEB, l'échantillon doit être complètement sec. La technique de séchage joue un rôle important [Guillot et al., 2002]. Il existe plusieurs techniques de séchage parmi lesquelles nous avons choisi la méthode de séchage par congélation compte tenu des inconvénients des autres techniques et de la capacité de cette méthode de conserver la structure de l'argile [Simms et Yanful, 2004].

Les techniques souvent employées pour le séchage sont :

- séchage par l'air ou dans le four
- évaporation de l'eau au point critique
- séchage à froid (lyophilisation)

La lyophilisation consiste à évacuer l'eau d'un matériau argileux en passant de l'état liquide à l'état gazeux par l'intermédiaire de l'état solide selon une procédure en plusieurs étapes (Figure IX.1). La ligne en point tiers montre ces étapes :

- trempe du matériau humide dans de l'azote liquide jusqu'à la disparition des bulles d'air,
- fracturation des échantillons de façon à avoir un plan intact,
- sublimation de la glace sous vide,
- réchauffement du plateau sous vide pour éliminer toute trace de vapeur d'eau.

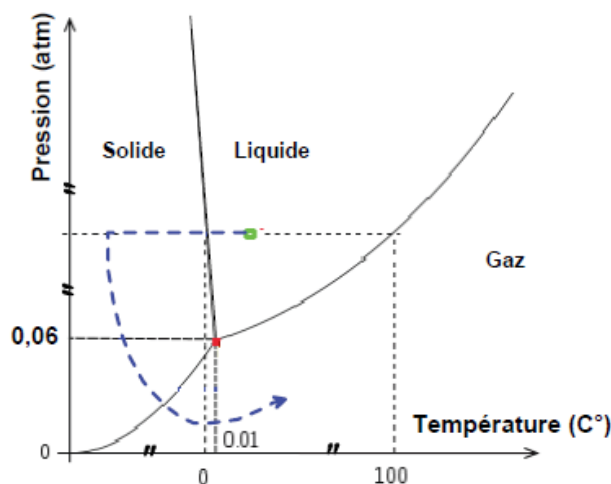


Figure IX.1. Technique de séchage par lyophilisation.

La congélation doit être réalisée d'une manière rapide afin de ne pas permettre la cristallisation des particules d'eau [Tovey et Wong, 1973 cités par Delage et Pellerin, 1984].

- **Protocole expérimental**

Le protocole expérimental de préparation comporte plusieurs opérations délicates qui consistent à conserver la qualité des échantillons pour l'étude microstructurale, ces opérations sont :

a. découpage des échantillons pour observation

La méthode de coupe consiste à découper deux tronçons au milieu de l'échantillon avec un fil coupe beurre pour réaliser des observations sur les plans horizontal et vertical (Fig.IX.2). Ces deux tronçons seront par la suite après congélation fracturés de sorte à réaliser des observations sur des plans non perturbés.

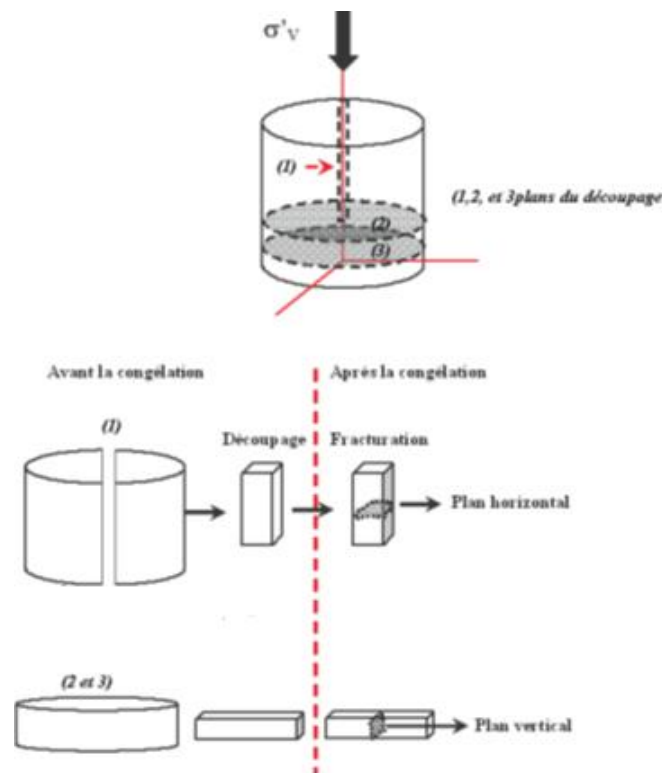


Figure IX.2. Découpage des échantillons pour observations par MEB.

b. lyophilisation

Les échantillons taillés au préalable sont immergés dans l'azote liquide jusqu'à la disparition totale des bulles d'air, ensuite ils sont fracturés suivant deux plans d'observation perpendiculaire selon le schéma de la figure IX.2. Le volume de l'échantillon est d'environ 1 cm³, nous avons choisi cette taille, recommandée par plusieurs auteurs, afin d'accélérer la

congélation. L'étape suivante consiste à transférer les échantillons dans l'appareil de sublimation, les plaques introduites dans cet appareil qui portent les échantillons sont refroidies au préalable dans l'azote liquide afin d'éviter la fusion de glace, ils sont ensuite sublimés dans un lyophilisateur [compact Flexi-dry] qui permet de générer un vide jusqu'à 10^{-4} kPa à une température de -70 C° (voir photo IX.1). Ce processus permet à l'eau qui se trouve dans les pores d'être sublimée. A la fin de la phase de sublimation, la température des plaques portant les échantillons est progressivement remontée afin d'éviter la condensation de la vapeur. L'échantillon est ensuite transféré dans un dessiccateur pendant 2 jours, avant les observations. (Voir photo IX.2).



Photo IX.1. Lyophilisation des échantillons.



Photo IX.2. Conservations des échantillons lyophilisés dans le dessiccateur.

c. Métallisation

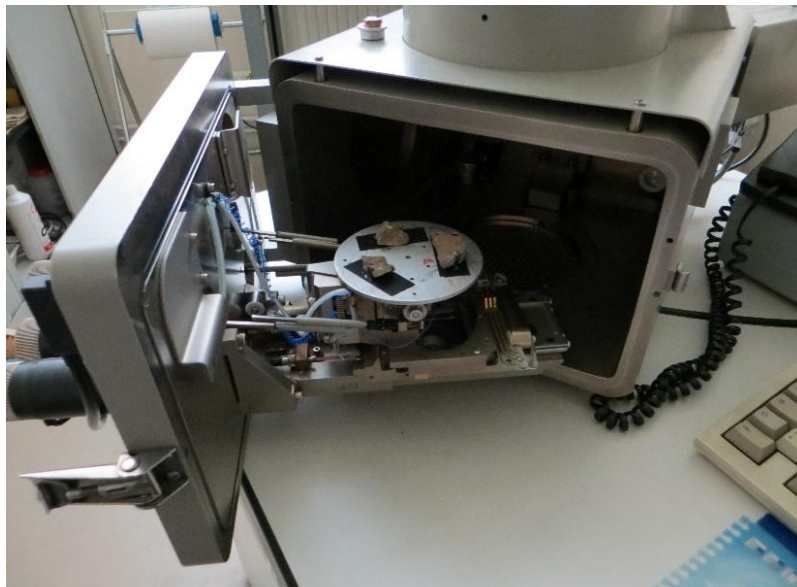
Cette opération concerne les échantillons destinés au MEB, pour les rendre conducteurs, il faut les recouvrir d'une couche fine de métal (Photo IX.3) (parfois après dépôt préalable d'une couche de carbone). (Photo IX.4).



Photo IX.3. Métallisation des échantillons.



a - Dépôt préalable d'une couche de carbone



b - Installation des échantillons métallisés dans le MEB

Photo IX.4. Procédure de métallisation des échantillons pour le MEB.

IX.1.2. Principe du Microscope électronique à balayage

Le microscope électronique à balayage [MEB] est un appareil d'analyse, pouvant fournir rapidement des informations sur la morphologie et la composition chimique d'un objet solide.

Le principe du microscope électronique à balayage est basé sur la détection des signaux provenant de l'interaction des électrons émis par une cathode avec l'échantillon. Ces électrons 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 perdent leur énergie par collisions multiples avec les atomes du matériau générant ainsi de nombreux phénomènes secondaires. Cette technique donne des images topographiques de la surface de l'échantillon avec une grande profondeur de champ. Les principales caractéristiques de MEB, sont une bonne résolution, de l'ordre du centimètre au micromètre, ainsi des grossissements possibles allant de 45 à 100000 fois de la taille de l'échantillon centimétrique observant ainsi des détails de la texture et de faire une description qualitative de la porosité.

Les radiations qui peuvent être émises lors de l'interaction entre le faisceau d'électrons et l'échantillon sont montrées dans la figure IX.3. Toutes ces radiations sont produites simultanément et rendent possibles à la fois l'observation et l'analyse d'un objet choisi.

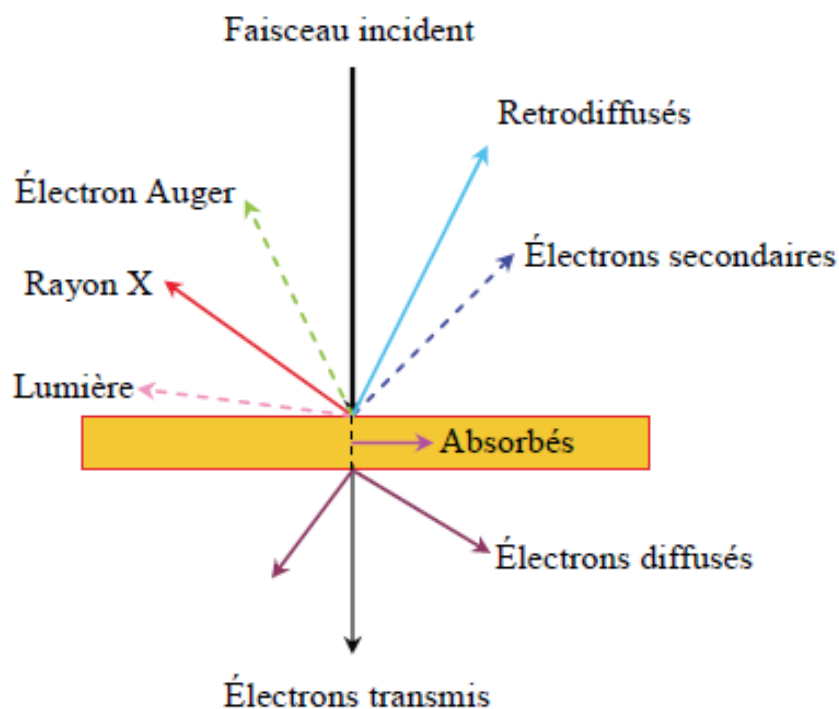


Figure IX.3. Les radiations émises lors de l'interaction entre le faisceau et le matériau.

Les radiations qui portent des informations sont les électrons secondaires, les électrons rétro diffusés, ainsi que les électrons X ou les photons X. L'image est ensuite obtenue d'une façon séquentielle point par point en déplaçant le faisceau d'électrons primaires sur la surface de l'échantillon. L'image est alors reconstruite en utilisant le signal récupéré par les différents détecteurs.

Le microscope utilisé dans cette étude est un microscope de marque LEICA S430i, appartenant au laboratoire L2MGC de l'université de Cergy Pontoise Paris. L'appareil possède 3 détecteurs capables de détecter les électrons secondaires et rétrodiffusés, ainsi que les photons X. Il est équipé d'un sac permettant d'effectuer un vide primaire qui permet d'éviter la pollution de la chambre d'observation, souvent rencontrée pour les observations des matériaux argileux, avant leur introduction dans la chambre d'observation ; le vide dans cette chambre est de l'ordre de 10^{-8} Pa. L'agrandissement varie entre 300 et 200 000 fois. L'appareil fournit également la possibilité de détecter les différents minéraux dans un matériau grâce à son énergie de faisceau réglable.

IX.1.3. Analyse par microscope électronique à balayage des images des échantillons traités au ciment

Une étude au microscope électronique à balayage a été effectuée sur des échantillons compactés à l'OPN, avec différents pourcentage de ciment ensuite lyophilisés. Notre objectif est d'obtenir des informations concernant la variation de l'espace poral avec le temps de cure et le taux de ciment intégré. Les essais ont été effectués au laboratoire L2MGC de l'université de Cergy Pontoise Paris. La méthode consiste à analyser, à partir d'observations au MEB, l'orientation des particules argileuses dans le plan vertical de l'éprouvette. Des échantillons parallélépipédiques sont prélevés au centre de l'éprouvette (Figure IX.2). Le plan d'observation vertical est obtenu par fracturation d'un coup sec porté au moyen d'une règle métallique mince, dans le sens longitudinal des échantillons congelés. Les résultats du MEB des différents échantillons dans le plan vertical avec un agrandissement de 100 μm et 10 μm sont illustrés sur les figures IX.4 et IX.5.

Pour interpréter ces observations nous n'avons choisis que les résultats des échantillons non traités et traités avec 6% de ciment, en raison de plusieurs utilisations fréquente du MEB par les chercheurs du laboratoire L2MGC de l'université de Cergy pontoise. En général, on

constate que le ciment influence la microstructure du matériau étudié. Le plan horizontal nous renseigne sur la forme des particules c'est pour cela qu'on s'est intéressé surtout au plan vertical car il nous renseigne sur l'empilement et les pores (vides). A l'état naturel sur le plan vertical à une échelle de 100 μ m et 10 μ m, on observe que la structure présente un bloc avec des pores (Figure IX.4-a et Figure IX.5-a). Le grossissement de 100 μ m (Figure IX.4-a), nous permet d'avoir un aperçu global du matériau dont on peut remarquer une structure compacte. On peut constater d'après la figure IX.5-a que le matériau est constitué d'un enchevêtrement de particules dont on peut distinguer la superposition de feuillets, caractéristiques des sols fins argileux.

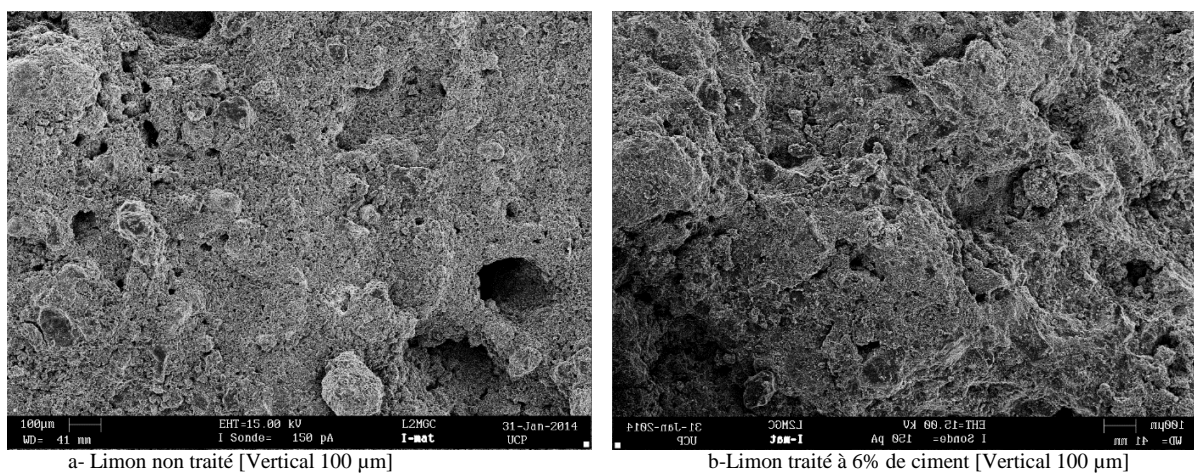


Figure IX.4. Observation de surface au Microscope Electronique à Balayage du Limon de TELAGH traité au ciment [plan vertical, 100 μ m].

Concernant le traitement à 6% de ciment, on remarque que la structure est homogène, les blocs sont collés entre eux et les pores sont remplis par le liant. On remarque une fermeture de la porosité par le développement des hydrates du ciment (Figure IX.4-b). Pour mieux apprécier le changement que le liant apporte au limon, nous avons essayé de le voir plus en détail à l'échelle 10 μ m. Par conséquent, on constate la création de calcite, avec une cimentation [Figure IX.5-b]. Dans ce cas, le ciment forme une coque enrobant chaque grain du limon. La coque sert à l'augmentation de volume de chaque grain et assure sa liaison. Autrement dit, l'observation au Microscope Electronique à Balayage [M.E.B] du limon de TELAGH traité au ciment permet de mettre en évidence le recouvrement des grains de quartz par les phases cimentaires, celui-ci est probablement l'expression de phases amorphes qui induisent une modification du comportement mécanique macroscopique [Figure IX.5-b].

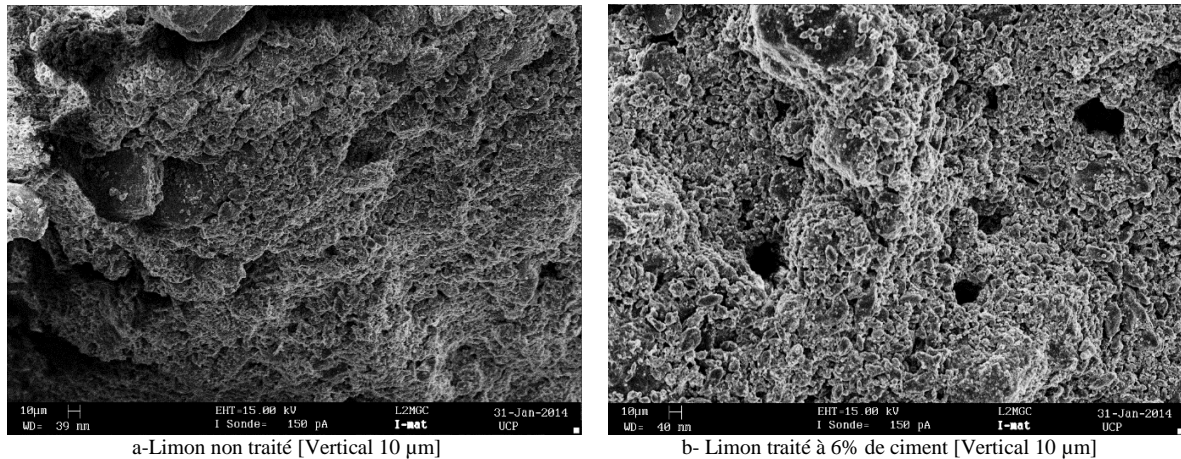


Figure IX.5. Observation de détails surface au Microscope Electronique à Balayage du Limon de TELAGH traité au ciment [plan vertical, 10µm].

IX.1.4. Conclusion

A l'aide de la microscopie électronique à balayage, nous avons étudié l'effet du ciment sur la microstructure globale du matériau. Cette étude effectuée par microscope électronique à balayage a permis de montrer des modifications de la structure du matériau de TELAGH après un traitement de 6% de ciment, notamment par la formation d'agrégats. Ces agrégats sont d'autant plus visibles que le dosage en ciment est important. L'agrégation de particules résulte d'une attraction inter-particulaire [Lagaly, 2006] qui dans notre cas, a été favorisée par l'ajout de ciment. Cet aspect a été également observé dans plusieurs études [Bell, 1996 ; Boardman et al., 2001]. On peut dire que la structure est compacte et présente des blocs avec des pores. Le ciment agit sur chaque bloc en produisant une cimentation. Ce phénomène s'accompagne de développement de nouveaux minéraux qui forment une coque entourant chaque grain du limon. Cette coque est la principale raison d'augmentation de volume de chaque grain et elle assure leurs liaisons.

Conclusion générale

La valorisation en technique routière des sols est aujourd'hui un des enjeux intéressants car elle permet à la fois d'éviter l'emprunt des sols et permet de contribuer à préserver les ressources en matériaux de carrière (granulats et tufs). Nos travaux de recherche s'inscrivent dans le projet de valorisation des sols qui ne répondent pas aux normes requises dans le secteur des Travaux Publics. L'objectif de ce travail consiste à améliorer les propriétés physiques et mécaniques des sols limoneux peu plastiques et argileux pour une utilisation en couche de forme ou remblai.

Les caractéristiques physiques définies en fonction du secteur de valorisation choisi ont permis de classer le sol limoneux peu plastique de TELAGH en classes A_{1h} et le sol argileux de SIG en classe A_{2-s} . L'identification de ces matériaux ont montrés qu'ils ne répondent pas aux caractéristiques techniques requises pour leurs utilisations en remblai ou en couche de forme, leur état hydrique humide et sec selon le GTR ne leurs permet pas d'être utilisés sans traitement.

En vue de promouvoir la valorisation de ces deux sols limoneux peu plastique et argileux, en prenant en compte l'aspect économique, les travaux se sont orientés vers la technique de traitement des sols par ajout des liants hydrauliques et additifs. Les modes d'action des liants hydrauliques et additifs ont été décrits ainsi que les modifications du comportement géotechnique des sols qu'ils engendrent. Ces travaux présentent un grand intérêt en raison de l'évolution du contexte socio-économique actuel, qui exige de réemployer au maximum les matériaux situés dans l'emprise d'une infrastructure, et donc de limiter les emprunts extérieurs, pour atteindre un objectif ambitieux. L'identification, la caractérisation et la prévision de l'influence de ces composés sont donc des enjeux majeurs.

Ces travaux montrent que l'influence d'un élément chimique donné, et donc l'aptitude au traitement d'un sol contenant cet élément, dépend : - **de la nature du sol** ; - **de la nature du liant** ; - **du dosage en liant** ; - **des conditions de cure** (température, humidité) et **le temps de cure** (de 7 à 28 jours dans certains dosages).

Dans cette optique, une étude expérimentale est menée afin d'étudier l'influence du traitement aux liants hydrauliques et additifs sur les propriétés physiques et mécaniques des deux sols provenant de TELAGH et de SIG.

Le traitement des deux matériaux (de TELAGH et de SIG) à différents pourcentage de chaux, de ciment, de lait de chaux, de fumée de silice et de poudrette de verre ont montrés des influences marquées des caractéristiques physiques et mécaniques. Ce qui permet de conclure que l'ajout des liants hydrauliques et additifs engendre des améliorations physiques et mécaniques. D'où leur utilisation en couche de remblai et couche de forme est acceptable après traitement.

Par ailleurs, cette étude a permis de donner une explication au rôle joué par la perméabilité du sol traité dans son comportement mécanique. Il a été observé que majoritairement les baisses de densités avec l'augmentation des dosages des ajouts ont influencés sur la perméabilité, d'où l'augmentation ou diminution de cette dernière à court terme. Ces variations peuvent être expliquées par le fait que les dosages ne sont pas distribués de façon homogène dans le sol, ou que les conditions favorables à la formation des produits cimentaires n'étaient pas forcément homogènes dans le sol. Ces deux cas résultent en des microstructures plus ou moins homogènes pourraient expliquer la variabilité de la perméabilité ainsi que les conditions de compactage (coté humide, augmentation de l'énergie de compactage et donc un fort degré de saturation).

Il a été retenue à l'issus de ce travail que la perméabilité des sols limoneux traités apparaît comme un paramètre primordial. En effet, les performances mécaniques telles que la portante CBR et résistance au cisaillement sont fortement lié à la perméabilité.

Par ailleurs, des essais de microstructure du sol de TELAGH seulement (essai de MEB) sont réalisés au niveau du laboratoire de l'université de Cergy Pontoise Paris, montrent en général une influence remarquable de l'ajout de ciment sur la structure du matériau. Ce travail a aussi permis, en se basant sur l'évolution de la microstructure d'un seul traitement au ciment, d'établir un cadre théorique pour évaluer et prévoir la perméabilité du sol limoneux traité au ciment. Les observations MEB ont permis de constater que la surface des échantillons traits au ciment est légèrement rugueuse que celle du sol non traité.

Perspectives

Au terme de ce travail, les perspectives qui se dégagent peuvent être regroupées selon les axes sus cités :

- Pour utiliser les matériaux en couche d'assise de chaussée, des paramètres relatifs au comportement mécanique sous chargement cyclique seront étudiés. Il apparaît donc utile dans le prolongement de ce travail d'effectuer des essais cycliques pour déterminer les propriétés de fatigue des matériaux formulés. La fatigue est un processus qui modifie les propriétés locales d'un matériau sous l'action de contraintes ou déformations variables dans le temps.
- Il serait donc nécessaire de réaliser des essais complémentaires sur des sols fins de même nature que les sols étudiés afin de valider les valeurs de la perméabilité à différents gradients hydrauliques des sols traités. D'autres essais en vraie grandeur doivent être réalisés afin de mesurer la perméabilité à long terme des sols traités pour chaque type de traitement (plusieurs années) et de confronter la réalité.
- La réalisation d'un pilote expérimental in situ permettra de modéliser la réalité d'utiliser les matériaux formulés en technique routière. La planche expérimentale permet de montrer la faisabilité chantier et de valider la démarche méthodologique élaborée.
- Cependant, il est nécessaire d'acquérir une quantité de données plus conséquentes relatives aux caractéristiques physiques et mécaniques étudiées afin de s'engager plus en avant vers l'établissement des recommandations techniques envers les entreprises de terrassement et d'élargir le domaine d'emploi des sols traités en garantissant leur comportement face aux différentes sollicitations.
- Enfin de prendre en compte la nature physique et chimique d'un élément perturbateur (soufre, sulfate, métaux, ...) lors d'un traitement et de réaliser des études spécifiques des mécanismes pour lesquels chaque élément perturbateur peut intégrer avec un liant ou additif donné en fonction de cure, etc... D'où des nouvelles expérimentations doivent être faites dans ce sens. Nous envisageons donc un suivi sur une durée de **10 ans** du comportement mécanique et proposer des essais de durabilité sur des échantillons de la route.
- D'autres ajouts granulaire (matériaux recyclés) ou déchets industriels peuvent être utilisés en fonction de la situation géographique et des ressources disponibles (pouzzolane, cendres volantes, laitier de haut fourneaux, déchets de marbre et briques...) en technique routière.

Références bibliographiques

Abdo J et Serfass J « Collection Technique Cimbeton Terrassements et assises de chaussées, Traitement des sols aux liants hydrauliques T70 » novembre 2009.

Abdulkader K. Etude multi-échelles d'un sol argileux plastique traité à la chaux. Thèse de doctorat Université d'Orléans, France, 2002 ; 250 p.

Abou-Bekr N., Aissa Mamoune S.M. (2004), Stabilisation des sols gonflants par les sels. Conférence internationale de géotechnique, Beyrouth, 2004, Liban, p. 415-422.

Abriak N. (2007), Améliorer la valorisation des déchets industriels en BTP, Guide technique régional relatif à la méthodologie de gestion des sédiments de dragage portuaire, Demarche predis Nord Pas De Calais, groupe de travail n°5, Novembre 2007, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Douai.

Adenot F. (1992). Durabilité du béton : caractérisation et modélisation des processus physiques et chimiques de dégradation du ciment. Thèse de l'Université d'Orléans.

Afès M et Didier G (2000) « Stabilisation des sols gonflants : Cas d'une argile en provenance de Mila » Bull Eng Env 59 pp 75-83.

Ahnberg, H., et al. Stabilising effects of different binders in some Swedish soils. in ICE - Ground Improvement. 2003.

Akoto BKA, Singh G. Some geotechnical properties of a lime-stabilized laterite containing a high proportion of aluminium oxide. Eng Geol 1981; 34: 185-199.

Al Rawas A.A., Hago A.W., AL Sarmi H., Effect of lime, cement and sarooj (artificial pozzolan) on the swelling potential of an expansive soil from Oman, Building and Environment, 40, 681-687, 2005.

Andra (2001). Référentiel matériaux, tome 3: les matériaux cimentaires. Andra, C.RP.AMAT.01.160, 371 p.

Asgari MR, Dezfuli AB, BayatM(2013) Experimental study on stabilization of a low plasticity clayey soil with cement/lime. DOI, Arab J Geosci. doi:10.1007/s12517-013-1173-1.

ASTM D3282: Standard Practice for classification of soils and soil aggregate mixtures for highway construction purposes. 6 p.

Attoh-Okine B. Stabilization effect of locally produced lime on selected lateritic soils. Construc Build Mater 1990; 4(2): 86-91.

Attoh-Okine N.O., Lime treatment of laterite soils and gravels-revisited, Construction and Building Materials, Vol 9, N°5, 283-287, 1995.

Basha E.A., HashimM R., Muntohar A.S., Effect of the cement-rice husk ash on the plasticity and compaction of soil, Electronic Journal of Geotechnical Engineering, 8, (A), 1-8, 2003.

Beauchamp.J, Université de Picardie Jules Verne, <https://www.u-picardie.fr/beauchamp/ms/Bell> F.G., Engineering treatment of soils, Chapman and Hall, London. 1993
Bell F. G. (1993), Engineering treatment of soils. E & FN Spon. 302 p.
Rey F. (1999) : Etude physico-mécanique et environnementale du composite vase-chaux et additifs, Thèse de Doctorat Université de Caen/Basse-Normandie.

Bell F.G., Lime stabilization of clay minerals and soils, *Engineering Geology*, 42, pp. 223-237, 1996.

Bell FG . An assessment of cement PFA and lime PFA used to stabilized clay size materials. Marzano IP, Al-Tabbaa A, Grisolia M (2009) Influence of sample preparation on the strength of cement-stabilised clays. *Deep Mixing '09*, Okinawa

Bentz D., Garboczie E. (1992). Modelling the leaching of calcium hydroxide from cement paste: effects on pore space percolation and diffusivity. *Material and Structures*, vol. 25, pp. 523-533.

Boubaker Rekik, Mohamed Boutouil, 2006. Etude de la compressibilité et de la microstructure d'un sédiment de dragage traité au liant hydraulique. IXèmes Journées Nationales Génie Civil – Génie Côtier, 12-14 septembre 2006, Brest.

Bourabah M.A, Abou-Bekr N., Taibi S., 2008. "Valorization of dredging muds of Algerian dams. Case of the Cheurfas dam". Symposium International sur le Management des Sediments I2SM, Ecole des Mines de Douai & Cd2e Lille, 9-11 Juillet 2008.

Bourabah M.A. , Abou-Bekr N. , Taibi S., 2009. "Comportement mécanique et traitement de boues de dragage en vue de leur réutilisation en technique routière. Cas du barrage Cheurfas (Algerie) ". 1er Symposium Mediterranéen de Geoengineering (SMGE'09) ALGER LES 20 et 21 Juin 2009

Bourabah M.A., Taibi S., Abou-Bekr N., 2009. " Comportement physique et mécanique des sédiments de dragage pour leur valorisation dans le domaine routier. Application au barrage de Cheurfas (Algerie) "Colloque international sur les Sols Non Saturés et Environnement Tlemcen, 27 et 28 Octobre 2009.

Bourbon X. (2001). Réactivité chimique et données élémentaires sur les principaux hydrates des matériaux cimentaires. Andra, C.RP.AMAT.01.033/A.

Bourokba Mrabent S.A. (2011), Etude de la conductivité hydraulique et de la stabilisation par ajout de liants hydrauliques de l'argile de Mers El Kebir. Thèse de Doctorat de l'université des sciences et de la technologie d'Oran, Algérie.

Boutouil M. (1998), Traitement des vases de dragage par solidification/stabilisation a base de ciment et additifs. Thèse de doctorat de l'Université du Havre, 245 p.

Brandl H. (1981). Alteration of soil parameters by stabilization with lime. Actes de la 10^{ème} Conférence Internationale sur la Mécanique des Sols et les Fondations, Stockholm, Suède, pp. 587-594.

Cauzzi N. (2007), Evaluation de l'éco-compatibilité de sédiments contaminés, traités ou non par un procédé physico-chimique, dans la cadre d'un scénario de dépôt en gravière. Etude en microcosmes aquatiques. Thèse de doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.

Code de bonne pratique pour le traitement des sols à la chaux et/ou au ciment. Édité par centre de recherches routières, établissement reconnue par l'application de l'arrêté-loi du 30 janvier 1947, Boulevard de la Woluwe 42 - 1200 Bruxelles.

Colin D. (2003), Valorisation de sédiments fins de dragage en technique routière. Thèse de doctorat de l'université de Caen. Octobre 2003. 147 p.

Delagrave A., Pigeon M., Marchand J., Revertegat E. (1996). Influence of chloride ions and pH level on the durability of high performances pastes. *Cement and Concrete Research*, vol. 26, pp. 749-760.

Donxing wang, solidification et Valorisation de Sédiments du Port de Dunkerque en Travaux Routiers Soutenu, thèse de doctorat 2011.

Du bon usage du guide technique GTS « traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques. Application à la réalisation des remblais et des couches de forme », bulletin des laboratoires des ponts et chaussées-231-mars-avril 2001- réf. 4361-PP.17-18.

F. Mellal, B. Lamri, 2010, étude du comportement d'un remblai routier traité à la chaux cas de l'autoroute est-ouest. "SICZS_2010" Symposium International sur la Construction en Zone Sismique, Université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie), 26 – 27 octobre 2010.

Fredlund D.G., Xing A., Huang S. (1994). « Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve ». Canadian Geotechnical Journal, Vol. 31, p. 533-546.

Glasser F.P., Marchandand J., Samson E. (2008). Durability of concrete – Degradation phenomena involving detrimental chemical reactions. Cement and Concrete Research, vol. 38, n°2, pp. 226-246.

GTS-Guide technique, traitement des sols a la chaux et/ou aux liants hydrauliques. Application a la réalisation des remblais et des couches de forme, LCPC-SETRA (Paris-bagneux), janvier 2000.

Guide technique : Fascicule I ; 2000 ; «Réalisation des remblais et des couches de forme», SETRA & LCPC.

LCPC – SETRA. Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques – Application à la réalisation des remblais et des couches de forme. Guide technique. 240 p., 2000.

LCPC-SETRA, “Réalisation des remblais et des couches de forme”, Fascicule I, Guide technique, 93 p 1992.

LCPC-SETRA, “Réalisation des remblais et des couches de forme”, Fascicule II, Guide technique, 102 p, 1992.

Le Borgne T., Relation entre l'état initial et la perméabilité des sols fins traités à la chaux. Rapport de stage Master 2 de l'Université de Clermont-Ferrand, 2006.

Le Roux A., Rivière A., Traitements des sols argileux par la chaux, Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N° 40, Sept-Oct, Réf. 653, 1969.

Le Roux A., Toubreau P., Auxire N., Mise en évidence de l'aptitude au traitement des sols argileux, Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 154, Réf 3279, pp. 11-16, 1988.

Le Runigo B., Durabilité d'un limon traité à la chaux et soumis à différentes sollicitations hydrauliques : comportements physico-chimique, microstructural, hydraulique et mécanique, Mémoire de Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Nantes et Université de Nantes, 2008.

Lucile Saussaye, Traitement des sols aux liants hydrauliques : aspects géotechniques et physico-chimiques des perturbations de la solidification, thèse de doctorat 2012.

Magnan j-P et Pilot G ; 1988 ; Guide Technique « amélioration des sols », ENPC.

Nalbantoglu Z., Tuncer E.R. (2001). Compressibility and hydraulic conductivity of a chemically treated expensive clay. Canadian Geotechnical Journal, vol. 38, pp. 154-160.

NF P 11-300 Exécution des terrassements - Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières ; Septembre 92.

Nicolas cabane, sols traités a la chaux et au liants hydrauliques : contribution a l'identification et a l'analyse des élément perturbateur de la stabilisation, thèse de doctorat 2005.

Osula D. O. A. (1996). A comparative evaluation of cement and lime modification of laterite. *Engineering Geology*, vol 42, n°1, pp. 71-81.

Revertegat E., Richet C., Gegout G. (1992). Effect of pH on the durability of cement pastes. *Cement and Concrete Research*, vol. 22, pp. 259-272.

Rey F., Levacher D. Quenec'h J.-L. (2000) : Composites cimentiers à base de mélanges vase-chaux ; étude globale de la micro-structure minéralo-organique et des comportements physico-mécaniques. *Revue française de génie civil* vol 6, n°4 pp°663-681.

Tangi le borgne, caractérisation et quantification des éléments perturbateurs de prise lors du traitement des sols, thèse de doctorat 2010.

Thanh Danh TRAN, Rôle de la microstructure des sols argileux dans les processus de retrait-gonflement : de l'échelle de l'éprouvette à l'échelle de la chambre environnementale, thèse doctorat 2014.

Tognazzi C. (1998). Couplages fissuration/dégradation chimique dans les matériaux cimentaires: caractérisation et modélisations. Thèse de l'INSA de Toulouse.

Tuncer E. R., Basma A. (1991). Strength and stress-strain characteristics of a lime-treated cohesive soil. *Transportation Research Record*, n°1295, pp. 70-79.

Wang D, Abriak N-E, Zentar R (2013) Strength and deformation properties of Dunkirk marine sediments solidified with cement, lime and fly ash. *Eng Geol* 166(2013):90–99.

Wei M, Du Y, Zhang F (2011) Fundamental properties of strength and deformation of cement solidified/stabilized zinc contaminated soils. *Rock Soil Mech* 32(S2):306–312.

Yoder, E. J., Witczak, M.W. *Principes of pavement design* (second édition). New York, N.Y. : J. Wiley and Sons, 1975.

Yong R.N., Ouhadi V.R., Experimental study on instability of bases on natural and lime/cement stabilized clayey soils, *Applied Clay Science*, 35, 238-249, 2007.

Younoussa .M these doctorat « 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) »2008.

Zhu W, Zhang C, Gao Y, Fan Z (2005) Fundamental mechanical properties of solidified dredged marine sediment. *J Zhejiang Univ (Eng Sci)* 39(10):1561–1565

Liste des normes

NF P 11-300 Exécution des terrassements - Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières ; Septembre 92.

NF P 94- 050 Sols : reconnaissance et essais, Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux, méthode par étuvage ; Septembre 1995.

NF P 94- 051 Sols : reconnaissance et essais, Détermination des limites d'Atterberg, limite de liquidité à la coupelle – limite de plasticité au rouleau ; Mars 1993.

NF P 94- 068 sols : reconnaissance et essais, Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à tache ; Octobre 1998.

NF P 94- 071-1 sols : reconnaissance et essais, Essai de cisaillement rectiligne à la boîte; Aout 1994.

NF P 94-056 Sols : reconnaissance et essais, Analyse granulométrique, méthode par tamisage à sec après lavage ; Mars 1996.

NF P 94-064 sols : reconnaissance et essais, masse volumique sèche d'un élément de roche, méthode par posée hydrostatique ; novembre 1993.

X P 94- 090-1 sols : reconnaissance et essais, Essai de compressibilité sur matériaux fins quasi saturés avec chargement par paliers ; Décembre 1997.

NF-P 94-100 Reconnaissance et essais. Matériaux traités à la chaux et/ou aux liants hydrauliques. Essai d'évaluation de l'aptitude d'un sol au traitement.

NF P 94-102-1 Sol traité au liant hydraulique, éventuellement associé à la chaux, pour utilisation en couche de forme

P P 94-041 (Décembre 95)

- pour la fraction de sol dont les grains sont $> 80 \mu\text{m}$: par tamisage sur une série de tamis de maille décroissante ;

- pour la fraction de sol dont les grains sont $< 80 \mu\text{m}$: par un essai de sédimentation (méthode basée sur le temps de sédimentation des particules solides en suspension dans un fluide).

NF P 94-093 (Décembre, 93) détermination des références de compactage d'un matériau. Essai Proctor normal et modifié

NF-P 94-078 Reconnaissance et essais. Indice CBR après immersion- Indice CBR immédiat- Indice Portant Immédiat.

NF P 94-054 (Octobre, 91) la présente norme a pour objet la détermination, au pycnomètre à eau de la masse volumique des particules solides de sol.

NA 2511 NF P 94-055:1993 (teneur en matières organiques par calcination CMOC: apport de la masse de matières organiques contenues dans un échantillon, détruites par calcination, sur la masse sèche des particules solides avant calcination de la fraction du matériau passant au tamis de 2 mm.

NF P 94-048 (Octobre, 96) teneur massique en carbonate d'un matériau : Par convention, la teneur massique en carbonate d'un matériau est le rapport entre la masse de carbonate contenue dans le matériau et la masse de matériau sec.