

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la recherche scientifique

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

N° :



DOMAINE : GENIE CIVIL

FILIERE : GENIE CIVIL

OPTION : GEOTECHNIQUE

Mémoire Présenté pour l'obtention du diplôme de Master Académique

Par :

CHERGUI Sara

LAALA Oussama

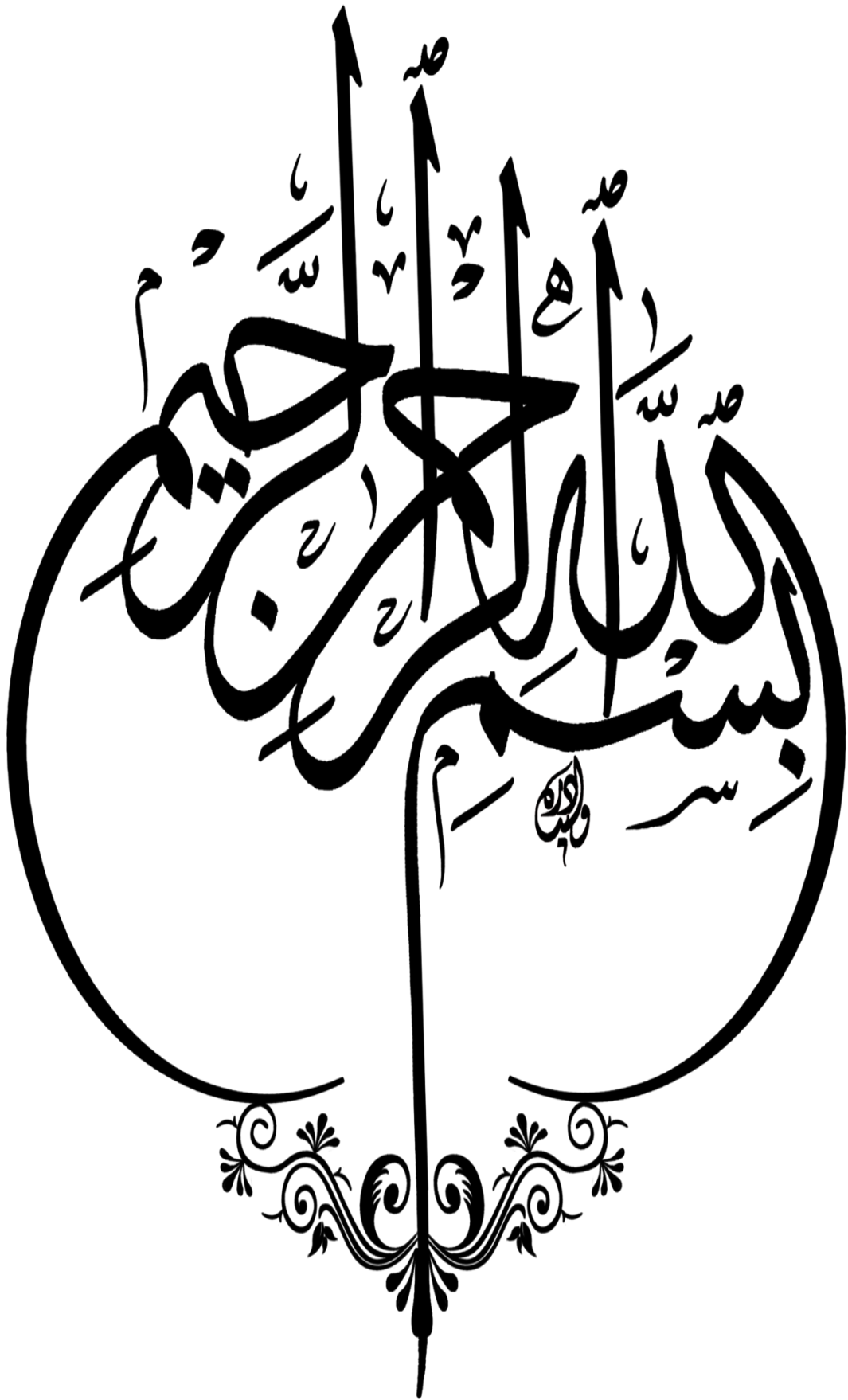
Intitulé

**Etude des effets du temps de cure sur
le comportement d'une argile expansive traitée
au ciment Matine fortement compactée**

Soutenu devant le jury composé de :

Dr. RAHMOUNI Zine Elabidine	Prof., Université de m'sila	Président
Dr. TALLAH Naoui	MCB, Université de m'sila	Examineur
Dr. KHEMISSA Mohamed	Prof., Université de m'sila	Encadreur
Dr. MEKKI Lakhdar	MCB, Université de m'sila	Rapporteur

Année universitaire : 2020/2021





Toute ma gratitude et remerciements vont à mon Allah le tout puissant qui m'a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour effectuer ce travail.

Il ne m'aurait été possible, à moi seul, d'achever le présent travail sans l'assistance, l'appui et le suivi minutieux de mes enseignants et encadreurs Messieurs KHEMISSA Mohamed et Mekki Lakhdar, à tous les deux j'exprime mon respect.

Mes sincères remerciements vont au président et aux membres du jury de soutenance qui m'ont fait l'honneur d'examiner ce travail.

Je tiens également à remercier tous les technicien du laboratoire de génie civil, pour leurs disponibilités dès le début de mes essais, ainsi que l'ensemble du personnel du département de génie civil de l'université de M'sila.

Je ne saurai oublier d'exprimer mes remerciements à tous les enseignants du département de Génie Civil, ainsi qu'à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

SARA OUSSAMA



DEDICACES

Je dédie ce travail

- *A ma mère pour tous ses sacrifices, que Dieu la protège*
- *A mon frère*
- *A ma belle-mère*
- *A mon mari cheikh brahim*
- *A ma famille*
- *A tous mes proches*

SARA



DEDICACES

Je dédie ce travail

- *A ma mère pour tous ses sacrifices, que Dieu la protège*
- *A mes frères et mes soeurs*
- *A ma belle-mère*
- *A ma famille*
- *A tous mes proches*

OUSSAMA

ملخص

تعرض هذه الرسالة وتحلل نتائج سلسلة من اختبارات الضغط، أزرق الميثيلين، الضغط البسيط واختبارات القص المباشر التي أجريت على الطين الانتفاخي لسيدي هجرس (ولاية المسيلة، الجزائر) المعالج باستخدام أسمنت بورتلاند مركب نوع متين (CPJCEM II/B 42,5 R-NA 442). نتائج الاختبار التي تم الحصول عليها تبين أن قيم العوامل الجيوتقنية التي تميز هذا الطين الطبيعي المعالج متنسقة وتؤكد التحسن في قدرته على التحمل.

الكلمات المفتاحية: الأسمنت، الطين المنتفخ، المعالجة .

Résumé

Ce mémoire présente et analyse les résultats d'une série d'essais de compactage, de bleu de méthylène, de compression simple et de cisaillement direct non drainé exécutés sur l'argile expansive de Sidi-Hadjrès (wilaya de M'sila, Algérie), traitée par un ciment Portland composé de type MATINE (CPJCEM II/B 42,5 R-NA 442). Les résultats d'essais obtenus montrent que les valeurs des paramètres géotechniques caractérisant cette argile naturelle traitée sont concordantes et confirment l'amélioration de sa portance.

Mots clés : ciment, argiles expansive, traitement.

Abstract

This thesis presents and analyzes the results of a series of compaction, methylene blue, simple compression and undrained direct shear tests carried out on the expansive clay of Sidi-Hadjrès (wilaya of M'sila, Algeria) , treated with a Portland II cement / compound R-NA 442. The test results obtained show that the values of the geotechnical parameters characterizing this treated natural clay are consistent and confirm the improvement in its bearing capacity.

Keywords : cement, expansive clays, treatment,

SOMMAIRE

Liste des figures

Liste des tableaux

Notation

Introduction générale

chapitre: Synthèse bibliographique	2
I.1 Introduction	2
I.2 LA NATURE ET STRUCTURE DES SOLS :	2
I. 2. 1 Définition des sols	2
I. 2. 2 Éléments constitutifs d'un sol	3
I.3 CARACTÉRISTIQUES DES SOLS	Erreur ! Signet non défini.
I. 3. 1 CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES DES SOLS	Erreur ! Signet non défini.
I. 3. 2 DÉTERMINATION DES CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES :	Erreur ! Signet non défini.
I. 3. 3 CARACTÉRISTIQUES DIMENSIONNELLES	Erreur ! Signet non défini.
I. 3. 4 CARACTÉRISTIQUES GRANULOMÉTRIQUES	Erreur ! Signet non défini.
I.4 Classification des sols :	Erreur ! Signet non défini.
I. 4. 1 Classification des matériaux GTR 92 (norme NF – P 11-300)	Erreur ! Signet non défini.
I.4.2 Classification Lbc	Erreur ! Signet non défini.
I.5 - STRUCTURE DES SOLS	Erreur ! Signet non défini.
I. 5. 1 - STRUCTURE DES SOLS PULVÉRULENTS (sols grenus)	Erreur ! Signet non défini.
I. 5. 2 STRUCTURE DES ORGANIQUES	Erreur ! Signet non défini.
I. 5. 3 Structure des argiles :	Erreur ! Signet non défini.
I.6 DEFINITION DES ARGILES	3
I. 6. 1 Définition :	3
I. 6. 2 Nature et structure des sols argileux	4
I. 6. 3 1 Minéralogie des argiles :	4
I. 6. 4 Minéraux argileux :	4
I. 6. 5 I.2.3 Structure des argiles :	5
I. 6. 6 Principaux groupes de minéraux argileux :	8

I. 6. 7 .Autres minéraux argileux: _____	10
I.7 : Texture des argiles _____	11
I.8 Propriétés spécifiques des particules argileuses : _____	12
I. 8. 1 Surface spécifique d'une particule argileuse : _____	12
I. 8. 2 Activité des argiles : _____	12
I. 8. 3 Facteurs affectant le gonflement : _____	14
I.9 Propriétés du sol in situ et conditions de site : _____	14
I. 9. 1 Type et quantité d'argile : _____	14
I. 9. 2 Facteurs d'environnements : _____	16
I. 9. 3 Facteurs physico-chimique : _____	16
I. 9. 4 Facteurs affectant les mesures de gonflement (factures externes) : _____	17
I. 9. 5 Introduction : _____	17
I. 9. 6 Effet de l'histoire des contraintes : _____	21
I. 9. 7 Effet du fluide interstitiel : _____	21
I. 9. 8 Effet de la température : _____	22
I.10 les argiles gonflement _____	22
I. 10. 1 Mécanismes de gonflement des argiles : _____	22
I. 10. 2 Evolution de la texture au cours du gonflement : _____	23
I. 10. 3 Gonflement par hydratation _____	24
I.11 Identification des sols gonflants : _____	26
I. 11. 1 Méthodes directes d'identification : _____	31
I. 11. 2 Comparaison des différentes méthodes : _____	34
I.12 EFFET DE GONFLEMENT DES ARGILLES _____	34
I. 12. 1 .Dommages et pathologie des ouvrages fondés sur sols gonflants _____	35
I. 12. 2 Cas des chaussées _____	38
I. 12. 3 Cas des voiries et des réseaux divers _____	41
I. 12. 4 Cas des tunnels _____	41
I. 12. 5 Cas des puits pétroliers _____	41
I. 12. 6 Cas des cavités de stockage des déchets radioactifs _____	42
I.13 Causes du gonflement _____	43
I.14 Protection des ouvrages sur sols gonflants _____	44
I.15 traitement des sols argileux _____	44
I. 15. 1 : Introduction _____	44
I. 15. 2 Méthode de traitement : _____	45
I. 15. 3 Méthodes Chimiques (Les Additifs) _____	52
I. 15. 4 Stabilisation par ajout du ciment : _____	56

I. 15. 5 : Les ciments :	57
I. 15. 6 Analyses chimiques :	61
I. 15. 7 Propriétés physiques :	62
I. 15. 8 Temps de prise à 200 C :	62
I. 15. 9 1 Résistance à la compression :	62
I.16 Stabilisation par la chaux	62
I. 16. 2 Traitement mixte à la chaux et au ciment	64
I. 16. 3 AMELIORATION DE LA PORTANCE D'UNE ARGILE EXPANSIVE PAR UN TRAITEMENT MIXTE AU CIMENT ET A LA CHAUX	65
I.17 Conclusion	65
I.18 Matériaux utilisés	70
I. 18. 1 Dosages en stabilisants considérés :	71
I.19 Les essais d'identification	72
I. 19. 1 Granulométrie : (selon la norme NF P 94-057/1992)[14] :	72
I. 19. 2 Analyse Sédimentométrique (Norme NF P94-057)[14]	73
I. 19. 3 Détermination des Limites d'Atterberg (selon la norme NF P 94-051) [14]:	74
I. 19. 4 Détermination de la Limite de Plasticité au rouleau :	77
I. 19. 5 Valeur de bleu de méthylène :(selon la norme AFNOR (NF P 94068)[14]:	77
I.20 Essai Mécanique :	78
I. 20. 1 Le Compactage : Proctor Proctor modifié (NF94-093) [[15]	78
I. 20. 2 Essai de Cisaillement Direct (NF P 94-071-1) :	81
I. 20. 3 Mise en place	83
I. 20. 4 L'essai de compression simple (NF P 94-077)[16]	84
I.21 Introduction	108
I.22 Résultats DES essais	108
I. 22. 1 les essais d'identification	108
I. 22. 2 Essais mécaniques	119
I. 22. 3 ESSAIS CISSAILEMENT :	123
I. 22. 4 Comprison simple :	132
I.23 Conclusion générale	136
I.24 Référence bibliographique	136

Liste de figure

chapitreI: Syntese bibliographique

figure I. 12: Représentation conventionnelle d'un volume de sol	Erreur ! Signet non défini.
figure I. 3 : Feuillet en tétraèdre	6
figure I. 4 : Feuillet en octaèdre	7
figure I. 5: La structure atomique de Famille dekaolinit	8
figure I. 6: La structure atomique de Famille de la montmorillonit	9
figure I. 7. La structure atomique de Famille de l'illite	10
figure I. 8Ouverture des fissures en proximité des matériaux rigides	11
figure I. 9Classification des sols fins sur le diagramme de Casagrande	15
figure I. 10: Influence de la densité sèche sur le gonflement	19
figure I. 11 : Evolution de gonflement libre en fonction du temps.	20
figure I. 12 Schéma présentant les différentes origines du gonflement	23
figure I. 13Observation au MEB d'une texture argileuse (Troalen et al. 1984).	24
figure I. 14: Evolution de texture des sols au cours du gonfle	24
figure I. 15: Relation entre le gonflement libre et l'indice	28
figure I. 16: Potentiel de gonflement d'après le Building Research Establishment BRE (1980).	28
figure I. 17: Potentiel de gonflement (Chen, 1998).	28
figure I. 18: Valeurs indicatives pour les sols susceptibles de variation de volume	29
figure I. 19Classification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson (1980).	29
figure I. 20Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al., 1962).	30
figure I. 21: Essais de gonflement en parallèle.	33
figure I. 22: Essai de gonflement à volume constant.	33
figure I. 23: Répartition des sols gonflants dans le monde	35
figure I. 24: Développement de fissures provoquées cité par (Magnan 2013)	36
figure I. 25: Dommages structurels dus au soulèvement de terrain au Maroc	37
figure I. 26: Formes et directions de fissuration, (Mouroux et al, 1987).	38
figure I. 27: formes de dégâts des bâtiments reposants sur des sols gonflants (Mouroux et al. 1987).	38
figure I. 28: Fissuration longitudinale de route due au retrait-gonflement de sol (a) en France (b) en Madagascar.	39
figure I. 29: Mécanisme d'évolution d'une route sur sol argileux gonflant.cité par (Jean-Pierre Magnan 2013)	40
figure I. 30: soulèvement puis dislocation du radier d'un tunnel (A, robert et D, Fabre).	41
figure I. 31: les trois barrières de protection selon l'ANDRA agence nationale pour la gestion des déchets radioactifs.	42
figure I. 32: Stabilisation par congélation.	49
figure I. 33: Colonnes à module contrôlé. (GHRICI et HARICHANE, 2009).	50
figure I. 34: Mise en œuvre des connes ballastées par voie humide (Keller).	51
figure I. 35Amélioration des sols par injection	52

CHAPITRE II

Figure II. 1 Relevé mensuel de température dans la wilaya de M'sila pour la période 1922 – _____ 67

CHAPITRE III

Figure III. 1	Présente les courbes des essais d'analyse granulométrique par tamisage	109
Figure III. 2	la courbe de limite de liquidité du sol naturel de l'essai	Erreur ! Signet non défini.
Figure III. 3	Courbe d'analyse granulométrique (tamisage et sédimentométrie)	111
Figure III. 4	La courbe de limite de liquidité du sol naturel	112
Figure III. 5	la courbe de limite de liquidité du sol traité ciment	113
Figure III. 6	Histogramme de limite liquidité en fonction des différents teneurs en ciment	114
Figure III. 7	Histogramme de limite de plasticité en fonction des différents teneurs en ciment	115
Figure III. 8	la Corps résultat Limite de plasticité	116
Figure III. 9	Histogramme l'indice de plasticité en fonction des différents teneurs en ciment	116
Figure III. 10	anamurphy et al.(1973) et Chen (1988)	117
Figure III. 11	Nuage de point VBS en fonction des différents teneurs en ciment	118
Figure III. 12	Histogramme de VBS en fonction des différents teneurs en ciment	119
Figure III. 13	courbe Proctor de sol naturel	121
Figure III. 14	courbe Proctor de sol traité par ciment matine.	122
Figure III. 15	Histogramme de densité sèche en fonction des différents teneurs en ciment	123
Figure III. 16	Courp cisaillement pour sol nature	124
Figure III. 17	courp cisaillement pour sol traité par ciment 2%	125
Figure III. 18	courp cisaillement pour sol traité par ciment 4%	126
Figure III. 19	courp cisaillement pour sol traité par ciment 6%	127
Figure III. 20	la courp cisaillement pour sol traité par ciment 8%	128
Figure III. 21	courp cisaillement pour sol traité par ciment 10%	129
Figure III. 22	courp cisaillement pour sol traité par ciment 12%	130
Figure III. 23	la contrainte en fonction de déplacement pour sol naturel	132
Figure III. 24	la contrainte en fonction de déplacement pour sol traité 2%	132
Figure III. 25	la contrainte en fonction de déplacement pour sol traité 4%	133
Figure III. 26	la contrainte en fonction de déplacement pour sol traité 6%	133
Figure III. 27	la contrainte en fonction de déplacement pour sol traité 8%	134
Figure III. 28	la contrainte en fonction de déplacement pour sol traité 10%	134
Figure III. 29	la contrainte en fonction de déplacement pour sol traité 12%	135
Figure III. 30		137

CHAPITRE I

tableau I Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-1:les parametres de caracteristiques phyisues _____	Erreur ! Signet non défini.
tableau I Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-2 : classification des so finc __	Erreur ! Signet non défini.
tableau I Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-3 : Classification des sols ou graveieux avec fines _____	Erreur ! Signet non défini.
tableau I Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-4 :classification des sols sableux ou graveleux avec fines _____	Erreur ! Signet non défini.
tableau I Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-5 :classification des sols comortent des fines et des gros élément _____	Erreur ! Signet non défini.
tableau I Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-6 :classification des insensibles a l eau _____	Erreur ! Signet non défini.
tableau I Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-7 :synoptique de classification des matériaux selon leur nature _____	Erreur ! Signet non défini.
tableau I Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-8 _____	Erreur ! Signet non défini.
tableau I Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-9.Strcture minéralogique d' une particule _	7
tableau I. Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-10 : Activité de différents minéraux (Skempton, 1953. et Mitchell.1976) _____	14
tableau I-11: Relation entre type de cations et gonflement (Gupta et al 1967). _____	17
tableau I Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-12 :Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement(ϵ_g) et de la pression de gonflement (σ_g). _____	31
.tableau I Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-13 Synthèse sur les dosages en stabilisants pratiqués pour le traitement des sols selon les recommandations du Centre de Recherches Routières en Belgique (CRR, 2004). _____	54
tableau I Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-14 : Procédé d'épandage du ciment. _____	57
tableau I Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-15 présente les éléments chimiques et leur pourcentage. _____	61
tableau I Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-16.Variation d'indice de plasticité en ajout de la chaux Bulletin CRR, cité parAZZOUZ 2006. _____	63

chapitreII:

tableau II. 1Composition de ciment matine _____	71
---	----

chapitreIII:

Tableau III. 1.Analyse granulométrique par tamisage de l'essai _____	108
Tableau III. 2.Récapitulation des essais de l'analyse granulométrique _____	109

Tableau III. 3. Analyse granulométrique par sédimentométrie l'essai _____	110
Tableau III. 4. Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique (tamissage et sédimentométrie) _____	111
Tableau III. 5. Les résultats de limite de liquidité sol naturel _____	112
Tableau III. 6. Récapitulatif des résultats des limites d'atterberg traité ciment _____	113
Tableau III. 7. Les résultats de limite de plasticité du sol naturel _____	114
Tableau III. 8. Récapitulatif des Résultats Limite de plasticité (Wp) _____	115
Tableau III. 9. Récapitulatif des résultats des essais de limite d'atterberg. _____	116
Tableau III. 10. L'essai au bleu de méthylène. _____	118
Tableau III. 11. Récapitulatif des Résultats de bleu de méthylène _____	118
Tableau III. 12. Résultats de l'essai de compactage le sol naturel _____	120
Tableau III. 13. Résultats d'essai de compactage d'un sol traité par ciment matine. _____	121
Tableau III. 14. Résultats de densité sèche et la teneur en eau en fonction des teneurs _____	122
Tableau III. 15. Essai cisaillement pour sol naturel _____	123
Tableau III. 16. Essai cisaillement pour sol traité par ciment 0% _____	124
Tableau III. 17. Essai cisaillement pour sol traité par ciment 4% _____	125
Tableau III. 18. Essai cisaillement pour sol traité par ciment 6% _____	126
Tableau III. 19. Essai cisaillement pour sol traité par ciment 8% _____	127
Tableau III. 20. Essai cisaillement pour sol traité par ciment 10% _____	128
Tableau III. 21. Essai cisaillement pour sol traité par ciment 12% _____	129
Tableau III. 22. _____	136



Introduction Générale

Introduction générale

Dans les projets géotechniques les exigences requises font en sorte que certains sols ne répondent pas aux conditions, du fait de leur nature physique, chimique et mécanique. Les sols argileux présentent le plus souvent des mauvaises caractéristiques liées à leur microstructure, la matière organique, les éléments perturbateurs (les sulfates, chlorures, fertilisants, etc...) ce qui implique leur faible capacité portante, tassement excessif, faible perméabilité et le phénomène de gonflement-retrait. Le traitement de ces argiles est une voie concrète pour les transformer en matériaux utilisables dans les ouvrages géotechniques.

A travers la géologie des terrains de notre pays, des sols peu convenables présentant une plasticité élevée et une faible capacité de portance sont fréquemment rencontrés, il a été donc nécessaire d'améliorer ces sols pour les rendre acceptables pour la construction. Ces limitations pourraient être surmontées par l'amélioration des propriétés géotechniques des sols en employant différentes méthodes mécaniques ou chimiques d'où le processus de stabilisation des sols.

Le choix de l'une de ces méthodes dépend de plusieurs paramètres tels que, les considérations économiques, la nature du sol à traiter et la durée de l'opération, la disponibilité des matériaux utilisés ainsi que les conditions d'environnement.

L'usage des ajouts minéraux pour la stabilisation des sols argileux est potentiellement promoteur. Ces ajouts combinés avec la chaux ont été longtemps employés comme stabilisants de sol tels que le calcaire, les cendres volantes, la fumée de silice, le laitier...

Les méthodes d'amélioration mécaniques et hydromécaniques des sols sont coûteuses et demandent un savoir faire élevé ce qui n'est toujours pas permis dans les pays en voie de développement comme l'Algérie. De plus, les méthodes d'amélioration thermiques des sols restent elles aussi efficaces mais dont l'emploi reste limité en raison de leurs coûts très élevés.

Toutefois on dispose des méthodes d'amélioration chimique utilisant le lait de chaux, le ciment et d'autres ajouts cimentaires, moins coûteuses et plus pratiques. Cette technique s'est développée très rapidement à travers le monde et qui est encore menée à connaître une importante croissance

Le mémoire comporte trois chapitres :

le premier chapitre présente une synthèse bibliographique consacrée à l'étude phénoménologique du gonflement. Il présente une analyse microscopique de ce phénomène, c'est-à-dire de l'interaction entre les particules d'argile et l'eau. Il aborde ensuite la caractérisation macroscopique au moyen d'essais en laboratoire destinés à définir les paramètres de gonflement pour le dimensionnement des ouvrages ;

le deuxième chapitre présente le programme expérimental exécuté, puis décrit les procédures expérimentales suivies et les appareillages utilisés de la réalisation des essais ;

le troisième chapitre présente et analyse les résultats d'essais obtenus



CHAPITRE (01)

Synthèse bibliographique

Chapitre I

Synthèse bibliographique

III.1 Introduction

Avec les nombreux types et caractéristiques du sol, l'argile est l'un des plus gros problèmes qui empêchent la stabilité de la structure de la terre, ce qui empêche à son tour sa non-exploitation.

Dans cet chapitre : On connaît le sol et l'argile, les causes de son gonflement et son effet surdiverses structures

Nous voyons également des moyens et des méthodologies et le traitement pour résoudre les problèmes de sol, en particulier l'argile gonflement

III.2 LA NATURE ET STRUCTURE DES SOLS :

III. 2. 1 Définition des sols

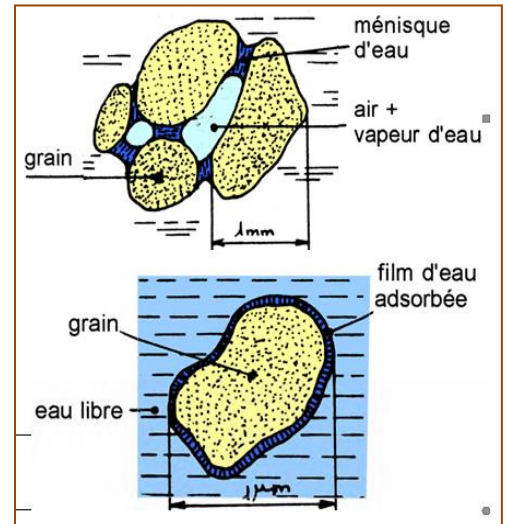
Dans les études géotechniques les matériaux existant à la surface de l'écorce terrestre sont classés en deux grandes catégories :

- les roches : agglomérats de grains minéraux liés par des forces de cohésion fortes et permanentes, même après immersion prolongée dans l'eau + Mécanique des roches.

les sols: agrégats de grains minéraux pouvant être séparé sous l'effet d'actions mécaniques relativement faibles + Mécanique des sols. Les matériaux de transition entre sols et roches sont nommés SIRT (sols indurés et roches tendres). On notera que le géologue appelle sols tous les matériaux se trouvant à la surface de l'écorce terrestre. Les sols sont des matériaux meubles, poreux, hétérogènes et souvent anisotropes. Les matériaux, minéraux ou organiques, sont généralement à l'état de grains ou de particules dont les formes et les dimensions sont essentiellement variable

III. 2. 2 Éléments constitutifs d'un sol

squelette solide	effet de la taille
+	
Eau	libre, capillaire, adsorbée
+	
Gaz	air + vapeur d'eau



Un sol est un mélange d'éléments solides constituant le squelette solide, d'eau pouvant circuler ou non entre les particules et d'air ou de gaz. Il est donc, en général, constitué de trois phases :

Sol = phase solide + phase liquide + phase gazeuse Entre les grains du squelette, les vides peuvent être remplis par de l'eau, par un gaz ou les deux à la fois. Le gaz contenu dans les vides entre les particules est généralement de l'air lorsque le sol est sec ou un mélange d'air et de vapeur d'eau lorsque le sol est humide (cas le plus fréquent) (fig.1). L'eau peut remplir plus ou moins tous les vides entre les grains et être mobile (écoulement plus ou moins rapide). Lorsque l'eau remplit tous les vides, le sol est dit saturé. Dans les régions tempérées, la plupart des sols en place, à quelques mètres de profondeur sont saturés. Lorsqu'il n'y a pas d'eau, le sol est dit sec. L'étude complète des sols non saturés, qui constituent un milieu à trois phases, est très complexe.

III.3 DEFINITION DES ARGILES

III. 3. 1 Définition :

Il n'existe pas de définition unique du terme "argile". Le mot "argile" englobe deux connotations, l'une liée à la taille des grains solides et l'autre à la minéralogie. La définition dépend de la discipline concernée. Le géologue ou le pédologue considèrent comme " argile " tout minéral de faible granulométrie, la limite étant fixée à 2 ou 4 microns selon les cas. Les ingénieurs s'attachent plutôt aux propriétés de plasticité des matériaux argileux quel que soit leur taille. Les céramistes regroupent les matériaux selon leur comportement au chauffage. Sous cette appellation générique se cache donc une grande variété de matériaux, dont le point commun est de posséder des minéraux argileux, qui sont eux de nature bien précise (à base de silicates) et dont la structure confère à ces

chapitreI: Synthèse bibliographique

matériaux comparativement à d'autres types de sols ou de roches des propriétés bien spécifiques quant à leur interaction avec l'eau.

Les minéraux argileux sont des silicates hydratés (il s'agit généralement de silicates d'aluminium, mais parfois de silicates de magnésium), dont la structure feuilletée les a fait ranger dans la famille des phyllo silicates. Selon la famille de minéral 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, de l'ordre de 2 à 5 μm ; ces dimensions sont caractéristiques des particules argileuses et ne se retrouvent pas dans d'autres minéraux.

En fait, le terme « argile » a un double sens : il désigne à la fois les minéraux argileux eux-mêmes, et les sols et roches contenant une assez grande quantité de particules argileuses. En Mécanique des Sols, la fraction argileuse d'un sol est définie comme étant la teneur en particules de moins de 2 à 4 μm de diamètre. Le matériau est lui-même qualifié d'argile s'il contient plus de 50% de minéraux argileux (et une faible quantité de matières organiques).

Les argiles sont souvent perçues comme des matériaux tendres. Tel n'est pas toujours le cas : il existe beaucoup de sites d'argiles dites « raides » de par leur constitution à base de particules très fines, certaines argiles, sont très peu perméables (parfois qualifiées d'imperméables par les hydrogéologues). Plusieurs argiles sont plastiques ou présentent un comportement viscoplastique, ce qui permet de penser à une cicatrisation possible des éventuelles fissures engendrées au champ proche des ouvrages. En outre, en raison de leur caractère hydrophile, de leur structure et de leur texture, certains matériaux argileux sont qualifiés de « gonflants » car, au simple contact avec de l'eau, leur volume peut augmenter sensiblement. En revanche, à l'opposé du gonflement et en raison d'une perte d'eau, les argiles exhibent selon les cas, des diminutions de volume (phénomène de retrait du matériau) à l'origine d'apparition des fissurations.[6]

III. 3. 2 Nature et structure des sols argileux

III. 3. 3 1 Minéralogie des argiles :

Le comportement des sols argileux lors de contact avec l'eau est dû principalement à sa composition minéralogique. Les minéraux argileux sont de très petites particules très actives sur le plan électrochimique. Lorsque le pourcentage d'argile augmente, l'influence de la portion argileuse sur le comportement global du sol augmente proportionnellement.

III. 3. 4 Minéraux argileux :

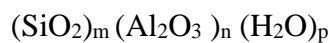
La minéralogie des argiles étudie la taille, la forme, et la densité de charge sur les particules, ces facteurs contrôlent le taux de gonflement résultant des mécanismes physico-

chapitreI: Synthèse bibliographique

chimique En conséquence, l'analyse minéralogique devient indispensable dans l'étude des mécanismes de gonflement.

Les minéraux argileux sont des substances cristallines qui tirent essentiellement leur origine de l'altération chimique de certains minéraux composant les matériaux parents. La famille des minéraux argileux regroupe tous les silicates hydratés appartenant au groupe des phyllosilicates. Sur le plan chimique, ce sont des alumino-silicates hydreux ajoutés à d'autres ions métalliques .

Ils sont composés par des particules de formes aplaties et de dimensions très petites qu'on ne peut voir qu'au microscope électronique, les cristaux ressemblent à de minces plaques ou plaquettes. Leurs formule chimique est de la forme suivante):

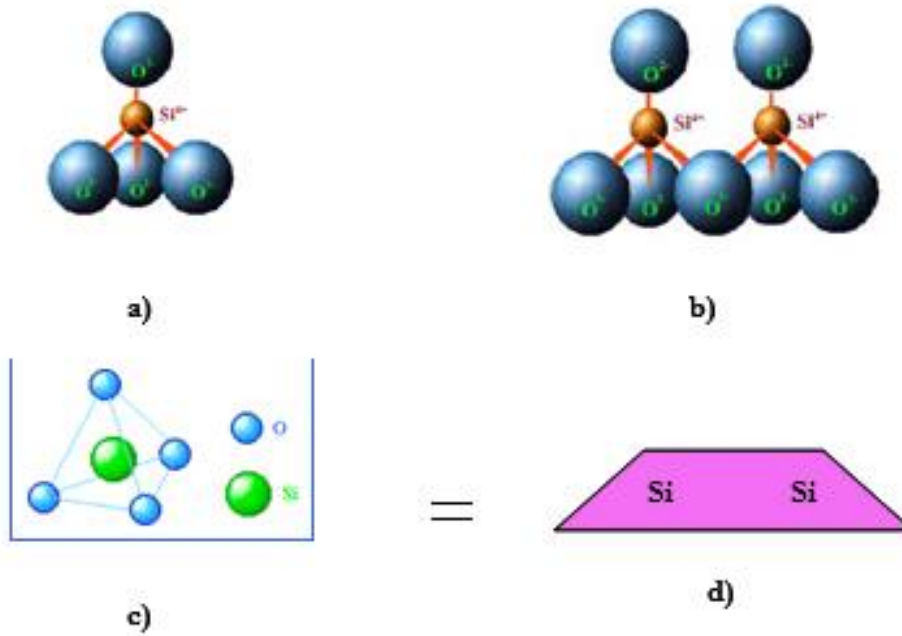


III. 3. 5 I.2.3 Structure des argiles :

Les particules d'argile sont formées d'un empilement de feuillets qui sont constitués par l'association de deux unités structurales de base, ces feuillets sont formés par la juxtaposition des couches structurales tétraédriques (silice) et octaédriques (aluminium). Les couches structurales sont à leurs tours formées d'unités structurales de base par empilement d'ions ou d'hydroxyles en disposition hexagonale ou compacte.

III. 3. 5. 1 a)Unité structurale tétraédriques :

L'unité structurale tétraédrique est formée d'un tétraèdre au sommet duquel quatre ions d'oxygène (O^{2-}) enserrent un ion de silicium (Si^{4+}), équidistant de chacun d'eux. Ce tétraèdre est matérialisé par la présence d'une cavité comprise entre trois sphères en contact, d'une couche hexagonale d'oxygène, et une sphère de la couche contiguë d'oxygène



a) et c) Tétraèdre de silice (d'après Grim, 1959).

b) Vue isométrique d'un feuillet de silice en tétraèdre (d'après Grim, 1959).

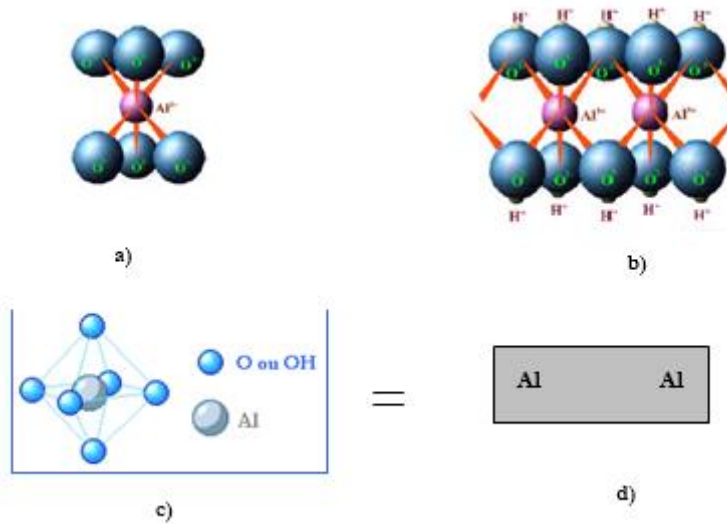
d) Schéma du feuillet de silice (d'après Lambe, 1953).

figure I. 1 : Feuille en tétraèdre

b) Unités structurales octaédriques :

L'unité structurale octaédrique est formée d'un octaèdre au centre duquel un ion d'aluminium (Al^{3+}) ou de magnésium (Mg^{2+}) est équidistant aux six hydroxydes (OH^-) aux sommets. Ces octaèdres se combinent pour former des couches planes dites couches octaédriques, et la liaison avec la couche tétraédrique se fait au niveau des oxygènes .

chapitre I: Synthèse bibliographique



a) et c) Octaèdre d'aluminium (d'après Grim, 1959).

b) Vue isométrique d'un feuillet en octaèdre (d'après Grim, 1959).

d) Schéma du feuillet en octaèdre d'aluminium (d'après Lambe, 1953).

figure I. 2 : Feuillet en octaèdre

La représentation de la structure minéralogique d'une particule d'argile est donnée par l'organigramme suivant .

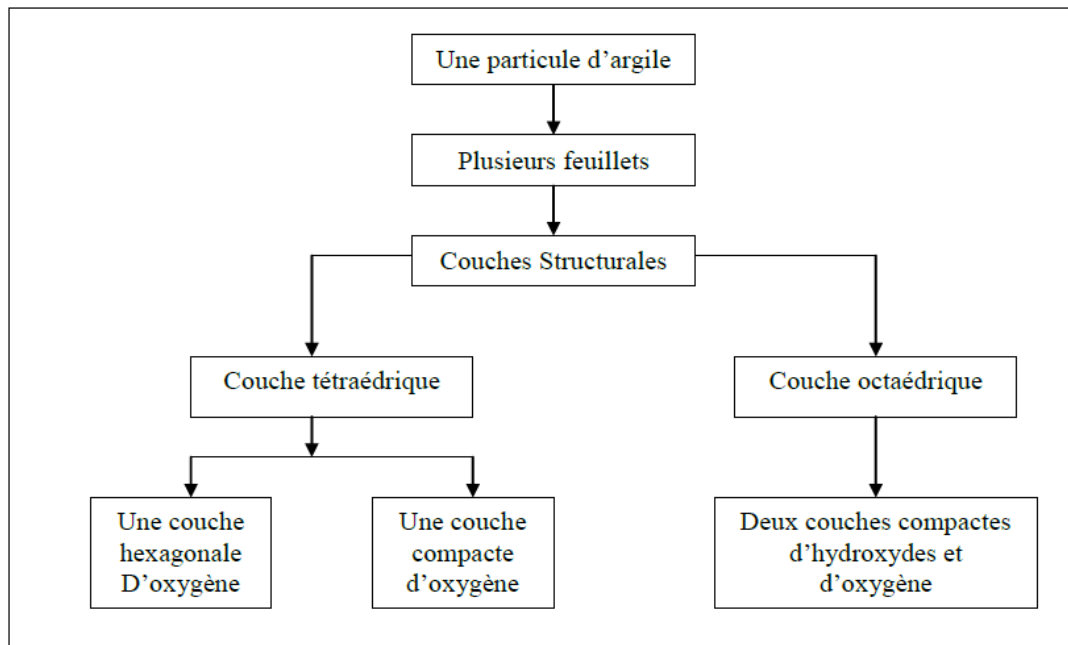


tableau I-1. Structure minéralogique d' une particule

chapitre I: Synthèse bibliographique

III. 3. 6 Principaux groupes de minéraux argileux :

Parmi les principales argiles monocouches évoquées dans la littérature sont : la Kaolinite, la Montmorillonite et l'Illite.

(a) Kaolinite

La Kaolinite est constituée d'une succession de couches alternées de feuillets en tétraèdre (silice) et de feuillets en octaèdre (aluminium). A cause de l'empilement d'une couche de chacun des deux feuillets de base, la Kaolinite est considérée comme un minéral argileux . La formule générale d'un feuillet de Kaolinite est donnée par la formule suivante :

Les deux feuillets sont liés de telle manière que les sommets du feuillet de silice et ceux d'une des couches du feuillet octaédrique ne forment qu'une seule couche. Cette couche à une épaisseur d'environ 7 \AA (0.72nm), les couches de bases successives sont maintenues ensemble par les liens hydrogène formés entre les hydroxyles du feuillet en octaèdre et les atomes d'oxygènes du feuillet

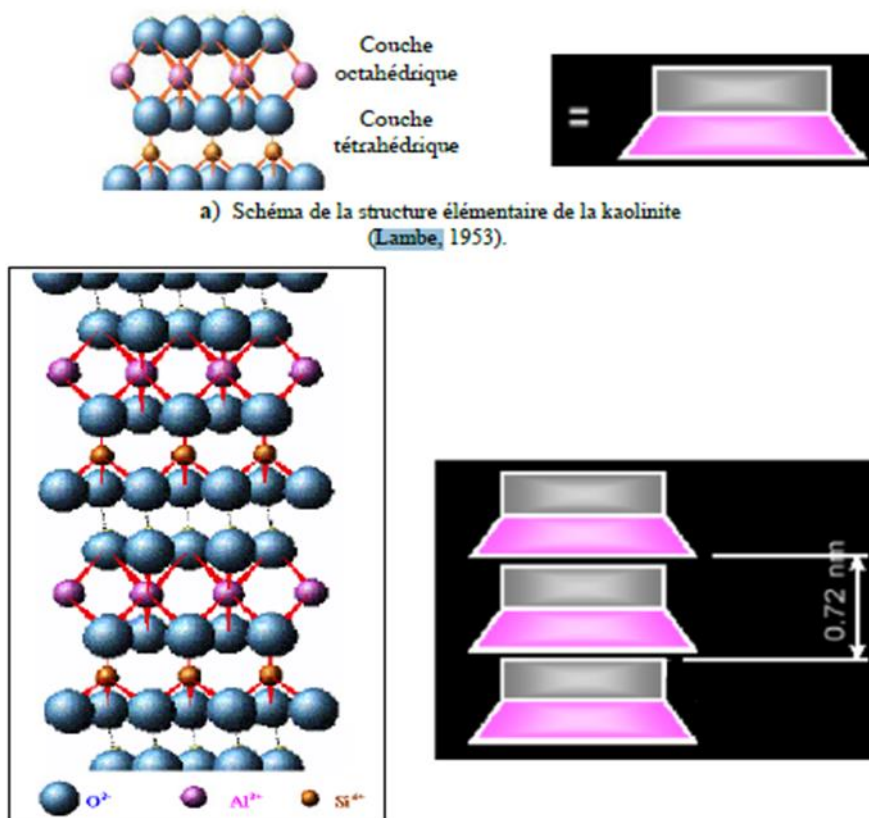


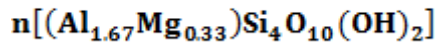
figure I. 3: La structure atomique de Famille dekaolinit

b) La montmorillonite :

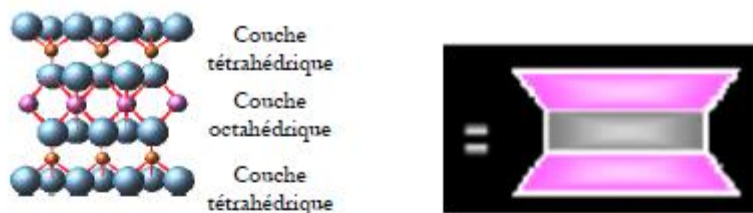
Le feuillet de la montmorillonite parfois appelée smectite, est un minéral d'argile important composé de deux feuillets de silice et d'un feuillet d'aluminium. La montmorillo-

chapitre I: Synthèse bibliographique

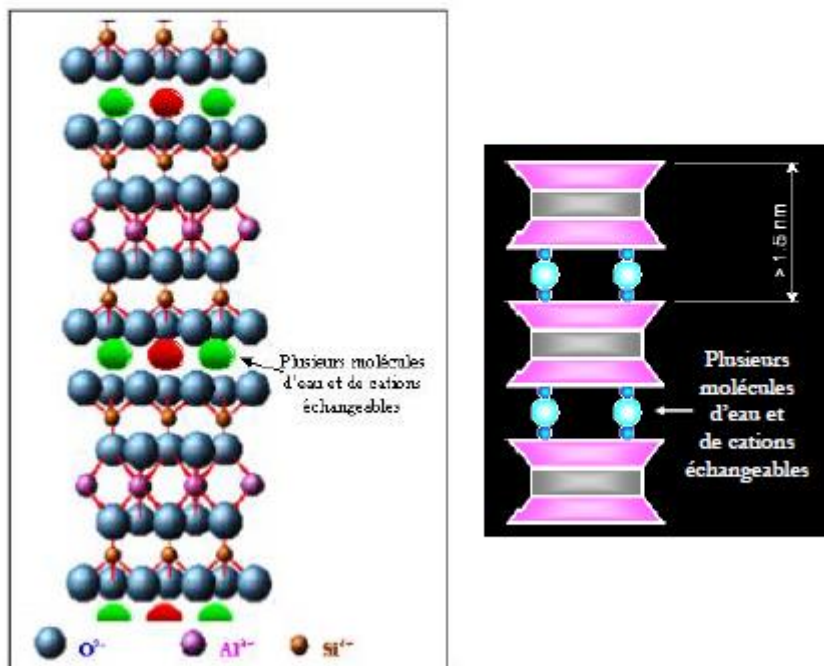
nite est désignée comme un minéral **2:1**, le feuillet octaédrique se trouve entre deux feuillets tétraédriques. La formule générale de la montmorillonite est la suivante :



L'épaisseur de chaque couche **2:1** est d'environ 10 Å (0.96nm). Bien que les cristaux de montmorillonite sont très petits, ils ont une grande affinité avec l'eau. Les sols qui contiennent de la montmorillonite peuvent être gonflants lorsque leurs teneurs en eau augmentent ; les pressions de gonflement qui en résultent peuvent facilement causer des dommages aux structures légères et aux pavages (figure I.5).



a) Schéma de la structure élémentaire de la montmorillonite (Lambe, 1953)



b) Vue isométrique de la structure atomique et schématique de la montmorillonite. (Grim, 1959)

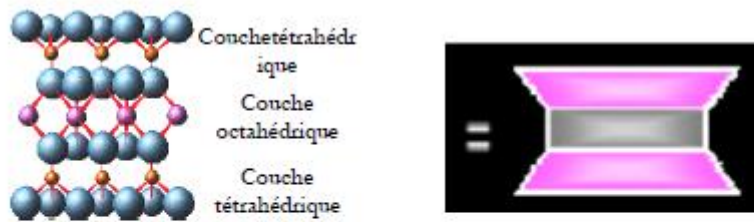
figure I. 4: La structure atomique de Famille de la montmorillonit

c) *L'illite*

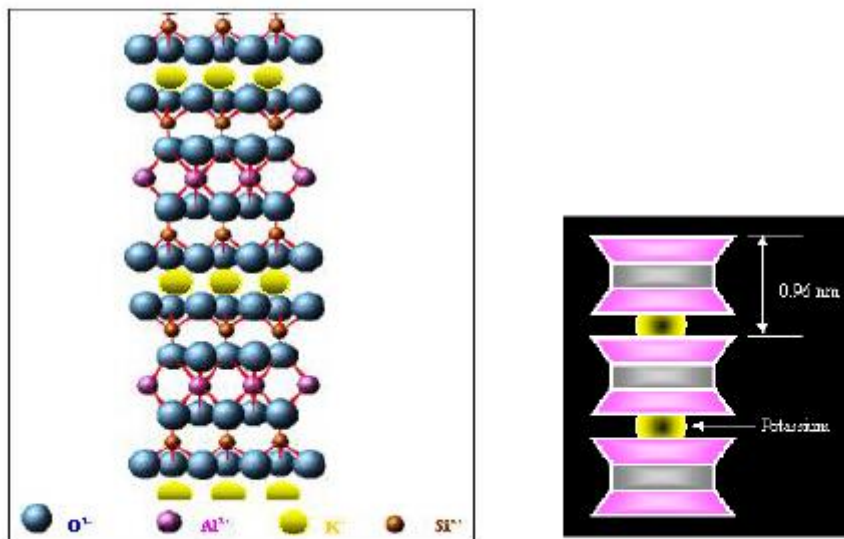
C'est une autre composante importante des sols argileux, sa structure est analogue à celle de la montmorillonite (figure I.6), mais des ions de potassium (K^+) sont intercalés entre les feuillets tétra-

chapitre I: Synthèse bibliographique

driques. Le potassium sert de lien entre deux feuillets. La liaison entre les feuillets de silice est relativement forte, les molécules d'eau ne peuvent plus s'intercaler entre les feuillets.[7]



a) Schéma de la structure élémentaire de l'illite
(Lambe, 1953)



b) Vue isométrique de la structure atomique et schématique de l'illite.

figure I. 5. La structure atomique de Famille de l'illite

III. 3. 7 .Autres minéraux argileux:

Il existe des douzaines de minéraux argileux qui présentent pratiquement toutes les combinaisons possibles d'ions substituées d'eau dans l'espace entre les couches et les cations échangeables.

(a) Chlorite:

Est relativement fréquente dans les sols argileux; elle est constituée de la répétition des couches suivantes:

- Un feuillet de silice;
- Un feuillet d'alumine;
- Un autre feuillet de silice et finalement un feuillet de gibbsite(Al) ou de brucite (Mg).

(b) Vermiculite:

C'est un minéral 2:1 la couche octaédrique contient du(Fe) et du(Mg), elle est proche

chapitreI: Synthèse bibliographique

des illites et chlorite mais montre des propriétés gonflantes. La connaissance des propriétés de l'argile est fondamentale pour la stabilité des ouvrages. Celle-ci peut également servir de matériau pour l'édification de barrages. L'argile intervient dans la construction d'ouvrage d'importances très variables: Barrages, installations portuaires, ponts, tunnels, voies autoroutes, sans oublier les grands immeubles (tours). Tous ces travaux nécessitent une connaissance de la plasticité, de la capacité et de la résistance des matériaux (composés en partie ou en totalité par de l'argile crue) qui forme le sol et les fondations.[8]

III.4 : Texture des argiles

La texture des minéraux argileux dépend du mode de sédimentation et de l'état de consolidation. Une roche argileuse qui présente une organisation serrée et orientée des particules d'argiles n'a pas le même gonflement qu'un sol argileux dont la sédimentation a été rapide et récente et pour lequel la distance entre les plaquettes est maximale. Cette organisation des minéraux argileux est la principale cause du gonflement anisotrope . Les matériaux argileux ne sont pas uniquement composés des argiles. Au sein de la fraction argileuse, plusieurs types de minéraux peuvent coexister. La texture des matériaux argileux se superpose donc aux organisations des autres minéraux non argileux. Cette hétérogénéité rend la structure et la texture extrêmement complexes, surtout lorsque les minéraux argileux sont cimentés par d'autres minéraux carbonatés. Les observations microscopiques effectuées par Montes et al, cité Par) sur les argilites, subissant des cycles d'humidification

dessiccation, confirment des fracturations le long des surfaces localisées à proximité des matériaux rigides non gonflants).

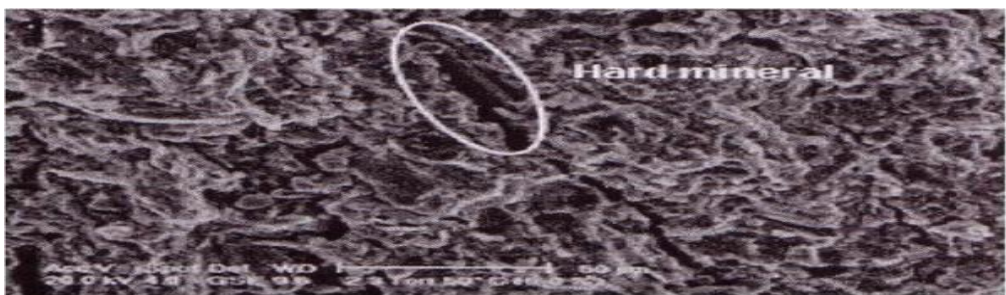


figure I. 6 Ouverture des fissures en proximité des matériaux rigides
Montes et al, (wakim j, 2005).

L'évolution de la micro texture en fonction de l'hydratation peut être observée à l'aide du microscope électronique à balayage (M.E.B.) ou de la tomographie à rayons X (M. Gasc-

chapitreI: Synthèse bibliographique

Barbier, H. Freissmuth et X. Daupley) cité Par (wakim j, 2005). La figure I.6 présente des images de ces argiles prises au microscope électronique à balayage, les observations au microscope électronique à balayage permettant d'analyser l'évolution de la texture au cours du gonflement. Montrent que, pour la kaolinite, le gonflement est uniquement de type inter-agrégats, au niveau des pores interstitiels alors que pour les smectites, le gonflement est de type intra-agrégats, c'est-à-dire entre les feuillets.

Ces observations microscopiques confirment une nouvelle organisation des feuillets argileux qui se manifeste par un écartement parallèle observable dans le cas des roches argileuses ou par un effet combiné d'un écartement et d'une rotation comme c'est le cas pour les sols argileux non indurés. Globalement, le pourcentage en minéraux gonflants, les carbonates, les minéraux non gonflants d'une part, et la nature de la consolidation d'autre part, présentent une influence notable sur le gonflement, le retrait et le changement des propriétés mécaniques.

[9]

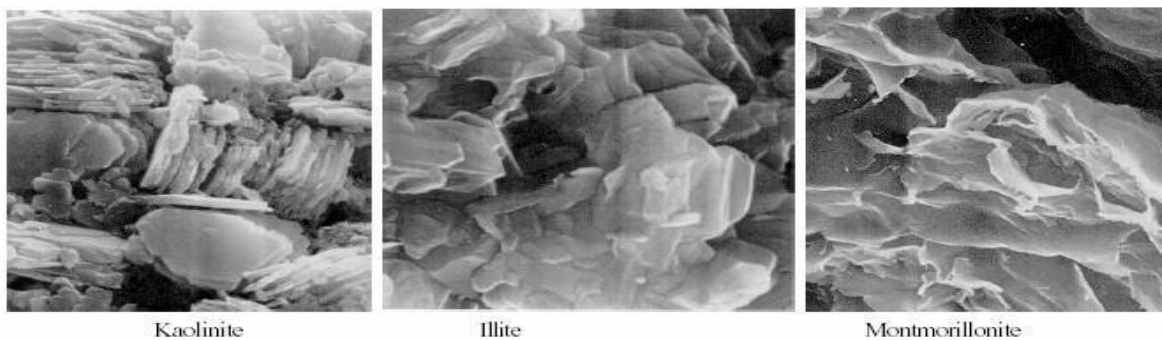


Figure 0.1: Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles(Mitchell, 1986).

III.5 Propriétés spécifiques des particules argileuses :

III. 5. 1 Surface spécifique d'une particule argileuse :

Les particules d'argiles présentent des surfaces spécifiques très importantes et peuvent de ce fait attirer un grand nombre de molécules d'eau et d'ions, et exercer entre eux d'importantes forces d'interactions. Ces forces influent amplement sur le comportement mécanique des argiles. L'intensité de la charge électrique est liée à la surface spécifique de la particule. Dans le cas des argiles, cette surface varie entre 10 à 20 m²/g et peut atteindre 800 m²/g dans le cas de la montmorillonite sodique. Warkentin et Bozozuk (1961), ont noté que le gonflement est d'autant plus fort que la surface spécifique de l'argile est grande.

III. 5. 2 Activité des argiles :

Skempton (1953), a considéré que les valeurs des limites d'Atterberg sont liées à la quantité d'eau retenue à la surface des particules et donc à la quantité d'argile présente dans le

chapitreI: Synthèse bibliographique

sol .Cet auteur a défini l'activité d'une argile par le rapport de l'indice de plasticité (I_p) et du pourcentage des éléments inférieurs à deux microns ($C_2 < 2 \mu\text{m}$).

$$A_1 = \frac{I_p}{C_2}$$

Skempton a proposé la nomenclature suivante (technique de l'ingénieur (C.208)) :

Argile inactives : les argiles qui ont une activité inférieure à 0.75. Ces argiles sont à base de Kaolinite, ou des argiles contenant peu de minéraux argileux.

Argile normale : qui a une activité comprise entre 0.75 et 1.25.

Argile active : qui a une activité comprise entre 1.25 et 2.

Argile très actives : qui a une activité supérieure à 2.

En ce qui concerne les argiles compactées, Seed et al (1962) ont introduit une modification à la définition de Skempton sous la forme suivante :

$$A_2 = \frac{I_p}{C_2 - n}$$

$n = 5$ cas des sols naturels ; $n = 10$ cas des sols reconstitués).

Le tableau I.1 présente le minéral prédominant dans la matrice argileuse basant sur l'activité, proposé par Skempton et al (1953) et Michel, (1976).

L'activité d'un sol dépend essentiellement de sa composition minéralogique : le type et la quantité du minéral argileux, de la teneur d'argile et des ions échangeables (El Sohby et al 1986). Les deux définitions citées ci dessus indiquent que l'activité est proportionnelle à l'indice de plasticité et inversement proportionnelle à la teneur en éléments inférieurs à deux microns

D'autre part, Seed et al (1962) ont proposé un abaque permettant d'évaluer le potentiel de gonflement à partir de l'activité et du pourcentage de particules fines ($C_2 < 2 \mu\text{m}$),

<i>Minéral</i>	<i>Activité</i>
----------------	-----------------

chapitreI: Synthèse bibliographique

Montmorillonite Na ⁺	4 - 7
Montmorillonite Ca ⁺	1,5
Illite	0,5 - 1,3
Kaolinite	0,3 - 0,5
Calcite	0,2
Quartz	0

tableau I. Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-2 : **Activité de différents minéraux (Skempton, 1953. et Mitchell.1976)**

III. 5. 3 Facteurs affectant le gonflement :

Durant les trente dernières années, de nombreuses recherches ont été effectuées pour déterminer les caractéristiques de gonflement des sols argileux (Donaldson, 1969 ; Chen, 1988).

Dans cette partie plusieurs facteurs ont été examinés comme :

- les propriétés du sol in situ.
- les conditions d'environnements.
- les facteurs externes.
- les facteurs physico-chimiques

III.6 Propriétés du sol in situ et conditions de site :

III. 6. 1 Type et quantité d'argile :

Les sols expansifs sont des argiles contenant généralement une quantité relativement élevée de la minérale montmorillonite. Le type d'argile est déterminé par l'analyse minéralogique ou indirectement à partir des essais classiques d'identifications des sols.

Les limites d'Atterberg sont des bons indicateurs de teneur en argile. Didier et al (1973) Mouroux et al (1988) ont montré que le gonflement et la pression de gonflement augmentent avec l'accroissement de la teneur en éléments inférieurs à deux microns.

Sur le diagramme de Casagrande (figure I.10), les sols expansifs se localisent généralement au dessus de la ligne A, dans les zones des argiles peu plastique et des argiles très plastiques.

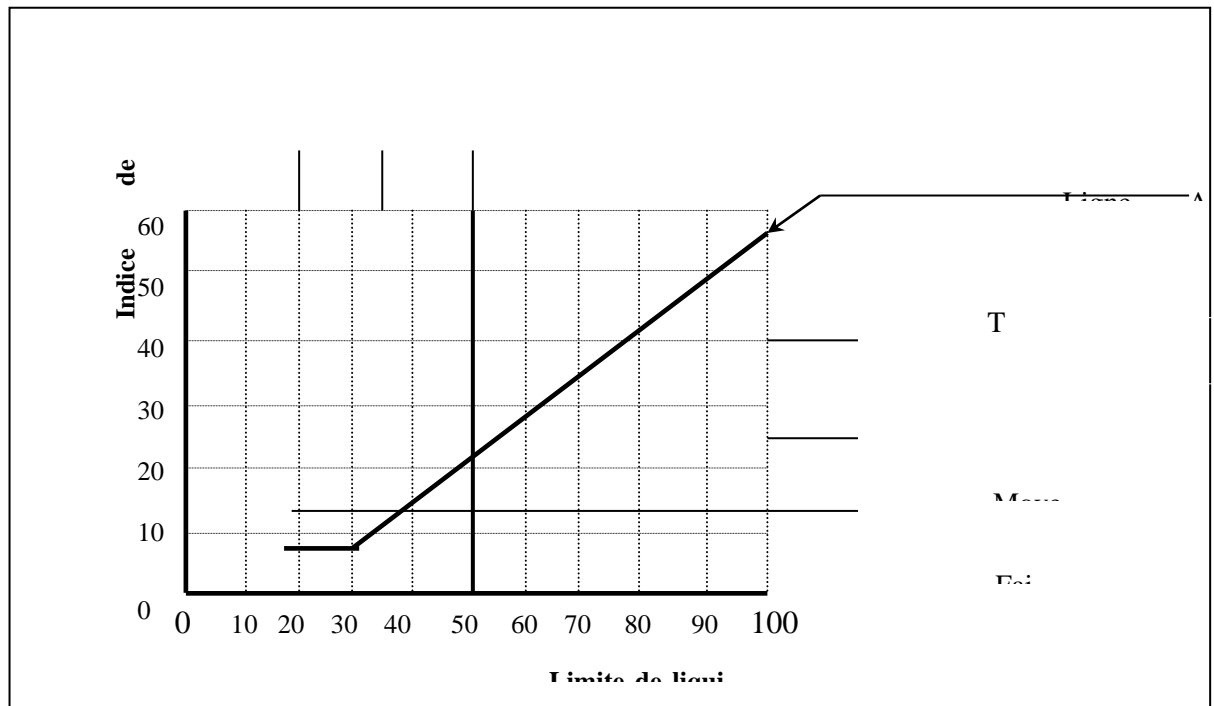


figure I. 7 Classification des sols fins sur le diagramme de Casagrande (Philipponnat et Hubert 1997)

Avec :

Ap : argiles peu plastiques.

Lt : limons très plastiques.

Lp : limons peu plastiques.

At : argiles très plastiques.

III. 6. 1. 1 Densité sèche et structure :

Holtz et Gibbs (1991) ont remarqué sous des conditions d'essais identiques, qu'un sol dense gonfle plus qu'un sol lâche. Didier et al (1973) ont noté que la pression de gonflement est proportionnelle à la densité sèche, de même, Chen (1988) a montré que la pression de gonflement ne dépend que de la densité sèche initiale.

III. 6. 1. 2 Epaisseur de la couche expansive :

L'épaisseur de la couche susceptible de gonfler peut s'étendre sur de grande profondeur. La valeur pratique de la couche potentiellement expansive est gouvernée par la profondeur de pénétration d'eau de surface. Pour un but pratique Chen (1988) a proposé une valeur de 4.6 m, cette épaisseur pouvant s'étendre à 9 m si le terrain est fissuré.

III. 6. 2 Facteurs d'environnements :

Conditions climatiques :

Donaldson (1969) a noté qu'in situ, chaque sol est caractérisé par une limite inférieure et limite supérieure de teneur en eau. Entre ces limites naturelles, le gonflement et le retrait peuvent se manifester.

Dans les régions arides et semi arides caractérisées par un taux d'évaporation élevé, la teneur en eau des sols est généralement proche de la limite inférieure. Au début de la saison pluvieuse, la teneur en eau augmente, rétablissement par la même occasion le potentiel de gonflement.

III. 6. 2. 1 Apport d'eau :

Drainage :

Le drainage permet la collecte et l'éloignement rapide des eaux de pluie .Un mauvais drainage conduit souvent à l'accumulation d'eau, et résulte en de larges variations de la teneur en eau. Par conséquent, les amplitudes de mouvement pourront être très élevée

Source localisée d'eau :

Une variation locale de la teneur en eau, une conduite ou un drain brisé au voisinage d'une structure, peut engendrer des mouvements différentiels importants. Ces effets sont notamment très sérieux, si la source apparaît en période sèche

Effet de la végétation :

La densité de la végétation diminue l'écoulement des eaux pluviales et augmente la teneur en eau du sol; d'autre part, les plantes qui demandent beaucoup d'eau ont un taux de transpiration élevé causant des pertes d'eau au sol de fondation. Ce déséquilibre hydrique conduit des tassements différentiels non négligeables des fondations (Chen, 1988).

III. 6. 3 Facteurs physico-chimique :

III. 6. 3. 1 Composition du fluide interstitiel :

Le type de cations présents dans la solution influe amplement sur les caractéristiques du gonflement. La prédominance des cations monovalents augmente le gonflement. Mitchel (1973) a montré que les cations bivalents, réduisent le gonflement de la montmorillonite, en diminuant l'espacement maximum entre particules (9 Å).

Les résultats rapportés par Gupta et al (1967) indiquent que l'amplitude du gonflement mesurée en présence des cations monovalents est supérieure à celles mesurée en présence des cations bivalents.

chapitreI: Synthèse bibliographique

Les cations fortement hydratés qui ont tendance à être éloignés de la surface des particules sont facilement remplaçables.

L'amplitude du gonflement peut être classée par ordre croissant par les différents cations .

tableau I-3: Relation entre type de cations et gonflement (Gupta et al 1967).

Cations	ordre de gonflement
Monovalents	$\text{Na}^+ > \text{K}^+ > \text{NH}_4^+ > \text{H}^+$
Bivalents	$\text{Ca}^{2+} > \text{Mg}^{2+} > \text{Sr}^{2+} > \text{Ba}^{2+}$
Trivalent	$\text{Al}^{3+} > \text{Cr}^{3+} > \text{Fe}^{3+}$

L'effet physico-chimique est important dans l'étude des sols et pourra être utilisé dans le traitement chimique des sols pour stabiliser les sols expansifs.

En conclusion : les principaux facteurs affectant le potentiel de gonflement sont :
type des minéraux argileux.

Densité.

Nature et quantité d'eau.

III. 6. 4 Facteurs affectant les mesures de gonflement (factures externes) :

III. 6. 5 Introduction :

Le gonflement est un phénomène très complexe, la diversité des paramètres et des facteurs qui affectent le comportement des argiles expansives complique d'avantage l'étude du phénomène, les processus de mesure du potentiel de gonflement dans un laboratoire ne sont pas standardisés. Les facteurs susceptibles d'affecter le potentiel de gonflement en laboratoire sont :

Le temps alloué au gonflement.

Les conditions de compactage (teneur en eau, densité sèche).

Le mode de compactage.

L'histoire des contraintes.

La nature de fluide.

La taille et la forme des échantillons.

Les frottements.

La température.

III. 6. 5. 1 Effets des divers facteurs :

(a)) Effet du temps :

chapitreI: Synthèse bibliographique

Le temps joue un rôle important dans la valeur ultime du changement de volume. L'équilibre des forces est souvent lent et dépend essentiellement de la densité initiale, de la perméabilité et de l'épaisseur de l'échantillon.

Le gonflement est rapide durant les premiers jours d'essai puis devient de plus en plus lent, et après une semaine le gonflement se stabilise (Seed et al, 1962).

(b) Effet de la densité sèche et de la teneur initiale en eau :

Pour des argiles compactées, Holtz et Gibbs (1956) ont montré que le gonflement peut être réduit et même annulé, si les échantillons sont compactés à une teneur en eau élevée ou à une faible densité.

Pour les argiles expansives compactées, ayant une même densité sèche initiale et des teneurs en eau différentes, (Holtz et Gibbs 1956 ; Seed et al 1962 ; Popescu 1986 ; Chen 1988), ont montré que la variation relative de volume diminue avec l'augmentation de la teneur en eau initiale. En revanche, les échantillons de même teneur en eau initiale ont donné des variations relatives de volumes et des pressions de gonflement, qui augmentent avec la densité.

Abouleid (1982, cité par Gueddouda 2005), a constaté qu'en fait la teneur en eau a un effet négligeable sur la pression du gonflement tant qu'elle est inférieure à la limite du retrait du sol. Pour des teneurs en eau au-delà de cette limite, l'effet devient assez marquant.

Suratman (1985, cité par Gueddouda 2005), a aussi effectué des essais sur la montmorillonite, l'illite, et la kaolinite et il a constaté que, tant que la teneur en eau initiale est faible le gonflement est important.

Sridharan (1986, cité par Gueddouda 2005) a démontré que le gonflement résulte de l'adsorption de l'eau par toutes les particules argileuses du sol. Lorsque la densité sèche augmente, le nombre de particules gonflantes par unité de volume devient plus important, ce qui explique le développement du gonflement (figure I.11).

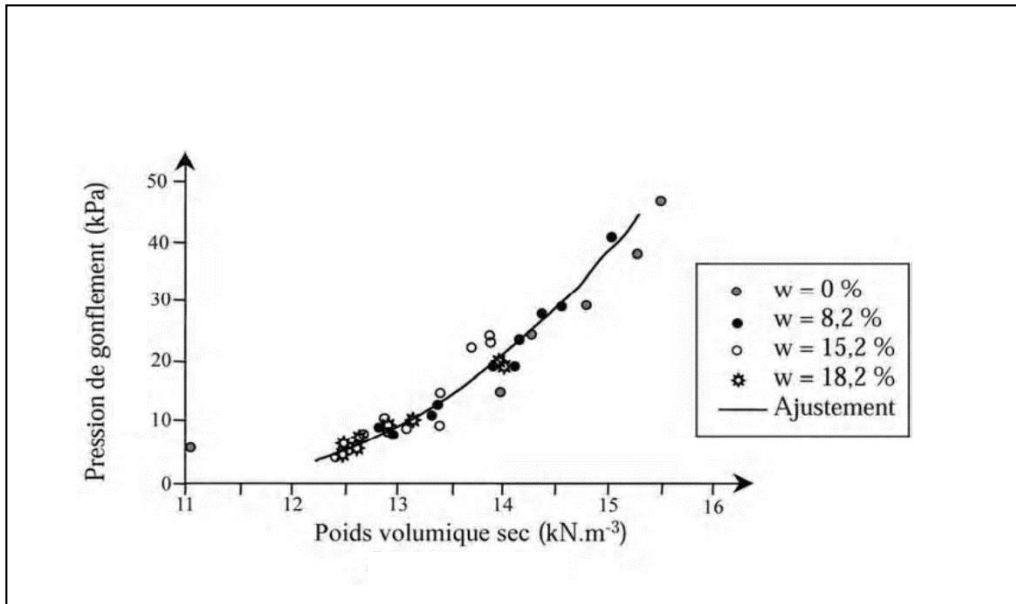
Des résultats observés par Alonso et al (1987) montrent que le gonflement pour différentes teneurs en eau initiales suit une loi linéaire.

De multiples travaux, notamment ceux de Chen (1988) ont permis de montrer que le gonflement et la pression de gonflement varient considérablement avec la densité du sol.

Hachichi et Fleureau (1999), montrent qu'il y a également une tendance à la diminution du gonflement lorsque la teneur en eau initiale augmente. Ils confirment que, l'augmentation de la teneur en eau initiale ne conduit à une diminution du gonflement qu'au dessus de la limite de retrait.

chapitre I: Synthèse bibliographique

Bourokba (2001), travaillant sur des argiles gonflantes de la région d'Oran, a constaté, que le taux et la pression de gonflement sont inversement proportionnels à la teneur en eau initiale, en revanche ils sont proportionnels à la densité sèche.



**figure I. 8: Influence de la densité sèche sur le gonflement
(cité par Cuisinier 2002)**

III. 6. 5. 2 Effet du mode de compactage :

Pendant le compactage des sols, la teneur en eau et le mode de compactage ont une grande influence sur sa structure, pour la teneur en eau inférieure à l'optimum Proctor, le compactage statique et le compactage dynamique résultent en une structure floclée. Tandis que, lorsque la teneur en eau est supérieure à l'optimum, le compactage statique résulte en des structures floclées et le compactage dynamique résulte en des structures dispersées (Seed et al 1962 ; Schreiner, 1987). Ces auteurs ont noté que, les échantillons floclés gonflent plus que les échantillons dispersés.

Dans les mêmes conditions initiales, les échantillons remoulés développent des pressions de gonflement inférieures à celle des échantillons intacts de même densité sèche. (Holtz, 1969, cité par Tas, 1992). Hachichi et Fleureau (1999) observent un gonflement final plus faible pour des échantillons reconstitués par compactage statique que pour des échantillons intacts.

chapitre I: Synthèse bibliographique

Les sols ayant une forte tendance à la floculation ou à la dispersion (selon leurs compositions) sont peu sensibles à la méthode de compactage (Camapum de carvalho et al, 1987).

Gueddouda (2005) à réaliser des essais de gonflement libre sur plusieurs types des sols en utilisant deux modes de compactages (compactage statique et compactage dynamique), les résultats obtenus montrent que le compactage statique conduit à un taux et pression de gonflement élevé à celui du compactage dynamique (l.

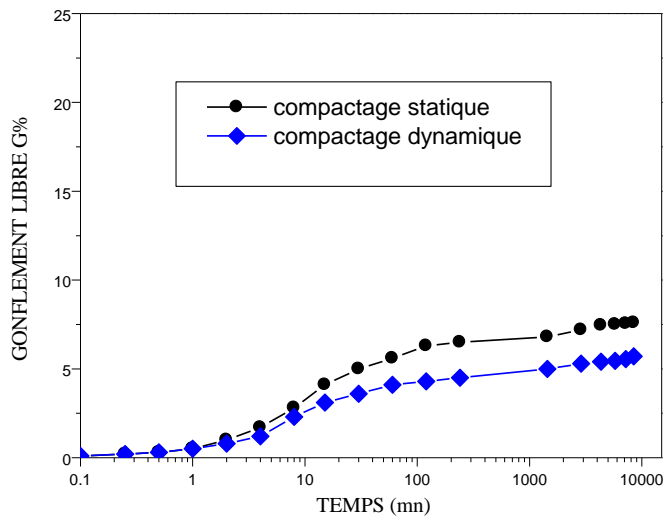


figure I. 9 : Evolution de gonflement libre en fonction du temps.

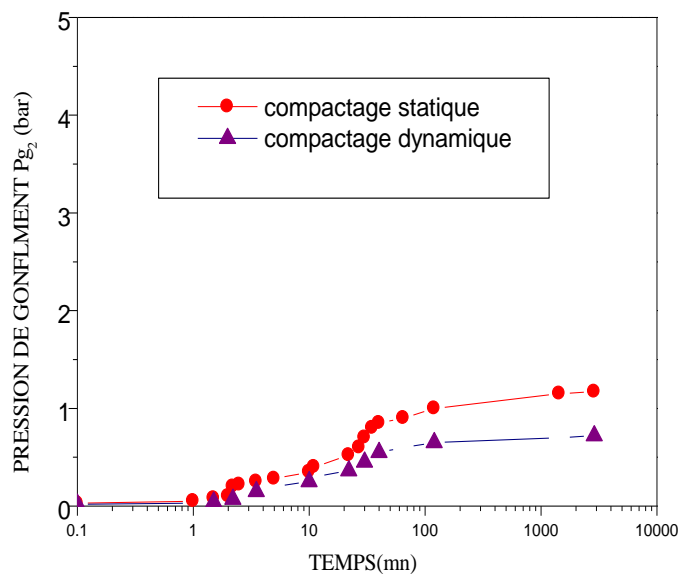


Figure 0.2 : Evolution de la pression de gonflement en fonction du temps

III. 6. 6 Effet de l'histoire des contraintes :

Le taux de gonflement ne dépend pas uniquement de la charge à la fin de l'essai, mais aussi de la charge avant inondation et du mode de chargement .Holtz et Gibbs (1956) ont montré que les gonflements mesurés sur des échantillons fortement chargés, inondés, puis déchargés sont notamment inférieurs aux gonflement mesurés sur des échantillons identiques directement inondés sous des faibles charges (chemin de contrainte).

Holtz et Gibbs (1956), ont montré qu'une petite surcharge peut réduire sensiblement le gonflement. Par ailleurs, Chen (1988) a montré que la pression de surcharge contrôle uniquement le changement de volume.

III. 6. 7 Effet du fluide interstitiel :

Seed et al 1(962) ; Mitchell (1973) et Dédier (1978, cité par Tas, 1992) ; Lamara et al (2006) Gueddouda et al (2007), ont montré que le gonflement peut être réduit de façon très sensibles par augmentation de la concentration en sel du fluide interstitiel.

III. 6. 7. 1 Taille des échantillons :

La taille des échantillons (épaisseur, diamètre) affecte la durée de stabilisation du gonflement.

Holtz et Gibbs (1956), ont étudié l'influence des épaisseurs sur la durée de stabilisation du gonflement des argiles, (Taylor, U.S.A), pour les échantillons d'épaisseur $h=12,7$ mm, le gonflement primaire s'est développé dans les quatre premiers jours, tandis que pour les échantillons d'épaisseur $h= 31.7$ mm uniquement 30% du gonflement primaire s'est développe dans les quatre premiers jours.

Seed et al (1962), ont montré que les pressions de gonflement mesurées sur des échantillons déformés, pour une même teneur en eau, le rapport des pressions mesurées sur des échantillons taillés et non taillés pouvant atteindre la valeur de 4. Cet effet est particulièrement observé dans l'essai à volume constant.

Suratman (1985), Hachichi et Fleureau (1999), ont remarqué que le gonflement diminue lorsque la hauteur de l'échantillon augmente et ceci est dû au frottement latéral entre l'anneau volumétrique et l'échantillon.

Rabba et Baure (1986), ont étudié l'effet des frottements contre les parois, sur le gonflement. Ces auteurs, ont montré que le taux de gonflement mesuré sur des échantillons placés dans un moule graissé est supérieur à celui mesuré sur des échantillons identiques placés dans

chapitreI: Synthèse bibliographique

un moule non graissé. De même El Sohby et al (1989) ont noté que, pour des teneurs en eau faibles, le rapport des pressions peut atteindre des valeurs de l'ordre de 1,5.

Chen (1988), a suggéré d'utiliser des échantillons de diamètre supérieur à 50,8mm et de hauteur inférieur à 25,4 mm, c à d que, le rapport diamètre hauteur doit être supérieur ou égale à 2.

Bourokba (2001), travaillant sur des argiles gonflantes de la région d'Oran a confirmée les mêmes constatations expérimentales obtenues par Hachichi et Fleureau.

III. 6. 8 Effet de la température :

Lambe (1961, cité par Tas, 1992) a noté que le refroidissement du sol durant le compactage tend à mettre l'échantillon dans une structure plus dispersée réduisant ainsi le gonflement.

Slas et Seratosa (1961) ont prouvé expérimentalement qu'une variation de température, provoque un changement dans le volume du sol.

Commentaires :

Le potentiel de gonflement d'un sol est influencé par plusieurs facteurs et conditions des essais tels que :

les argiles très dense nécessitent environ une semaine pour la stabilisation du gonflement (chen 1988).

l'utilisation d'un échantillon de faible dimension permet de réduire la durée des essais.

le remoulage et le mode de compactage (statique, dynamique) affectent la structure des sols et par conséquent le potentiel de gonflement.

le potentiel de gonflement diminue avec l'augmentation de la teneur en eau initiale, et de la pression de surcharge mais il est proportionnel avec la densité.[7]

III.7 les argiles gonflantes

III. 7. 1 Mécanismes de gonflement des argiles :

D'après Gens et Alonso (1992), cités par Bultel (2001), le phénomène de gonflement des sols argileux semble relever de deux causes (figure 1.) :

l'hydratation des espaces inter-foliaires entraînant une augmentation de la porosité inter-foliaire. On parle alors de gonflement inter-foliaire ou gonflement cristallin. Ce gonflement n'est possible que lorsque les liaisons inter-feuillets sont très faibles pour laisser pénétrer l'eau dans l'espace inter-foliaire (cas des smectites telles que la montmorillonite sodique Na^{2+} et dans une moindre mesure la montmorillonite calcique Ca^{2+} ;

chapitre I: Synthèse bibliographique

la répulsion entre les particules entraînant une augmentation de la porosité interfoliaire et inter-particulaire. On parle alors de gonflement inter-particulaire ou gonflement osmotique.

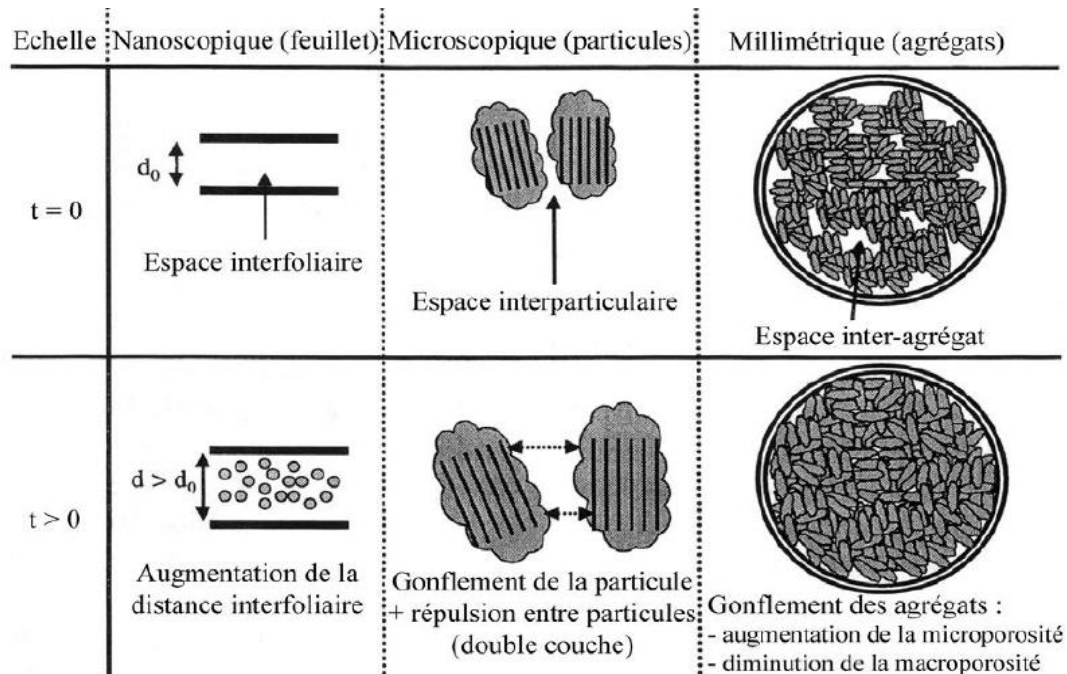
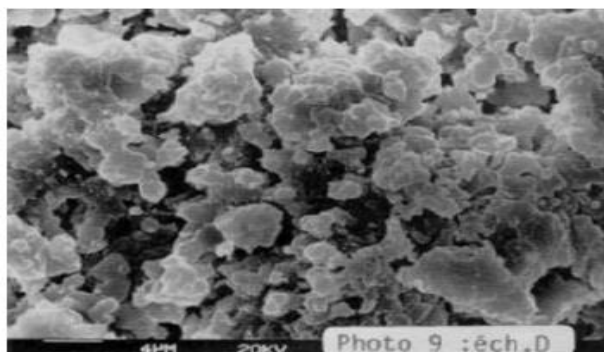


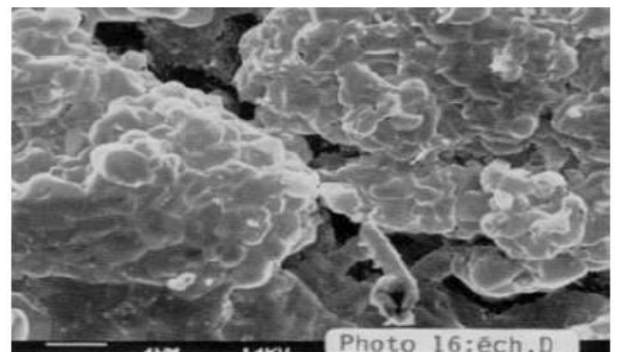
figure I. 10 Schéma présentant les différentes origines du gonflement (Gens et Alonso, 1992).

III. 7. 2 Evolution de la texture au cours du gonflement :

La variation de texture des sols au cours du gonflement peut être étudiée à l'aide de deux techniques complémentaires, la microscopie électronique à balayage (M.E.B.) et la porosimétrie par injection de mercure. La microscopie électronique à balayage permet de visualiser la texture des sols, donc d'obtenir des informations générales (arrangement des particules, estimation de rayons de pores, de tailles de particules, détermination de certains minéraux...). La porosimétrie par injection de mercure permet de quantifier le réseau poreux par la mesure des rayons de pores. L'étude du réseau poreux est fondamentale puisque c'est la dilatation volumique qui cause le gonflement macroscopique.



(a) avant gonflement



(b) après gonflement

chapitre I: Synthèse bibliographique

figure I. 11 Observation au MEB d'une texture argileuse (Troalen et al. 1984).

Les observations au M.E.B. ont montré que les sols étudiés ont, à l'état naturel, une texture assez compacte, constituée plus ou moins nettement d'agrégats argileux individualisés et tassés les uns contre les autres. Au gonflement, cette texture évolue en une configuration en agrégats séparés par des pores de géométrie plutôt bidimensionnelle. La taille des agrégats diminue et l'épaisseur des pores augmente au cours du gonflement.[9]

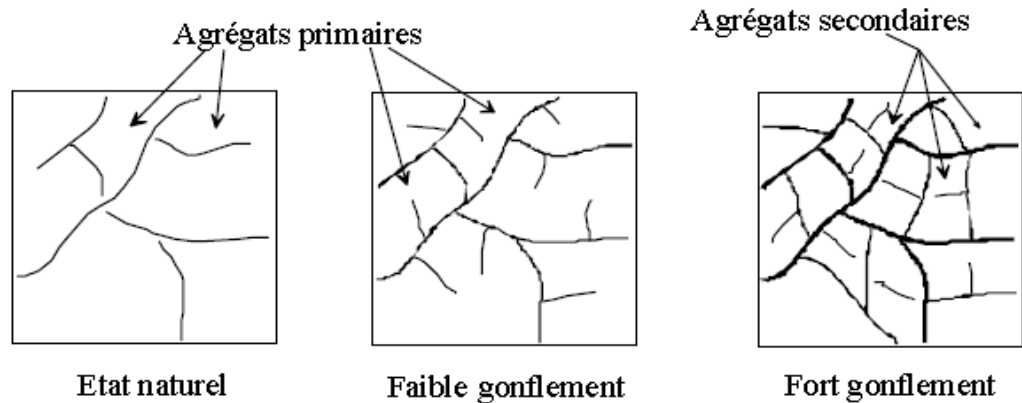


figure I. 12: Evolution de texture des sols au cours du gonfle

III. 7. 3 Gonflement par hydratation

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

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

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

III. 7. 3. 1 Hydratation des surfaces

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

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

chapitre I: Synthèse bibliographique

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

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

(a) Adsorption inter particulaire

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

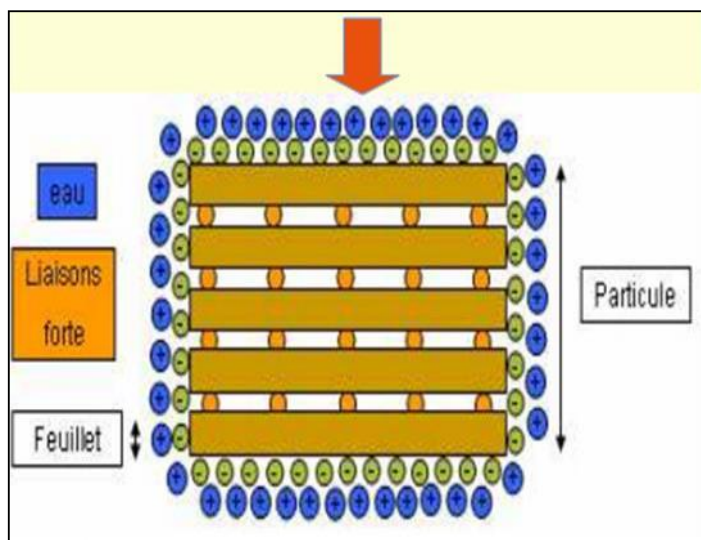


Figure 0.3: Schéma représenté l'Adsorption inter particulaire

(b) Adsorption inter foliaire

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

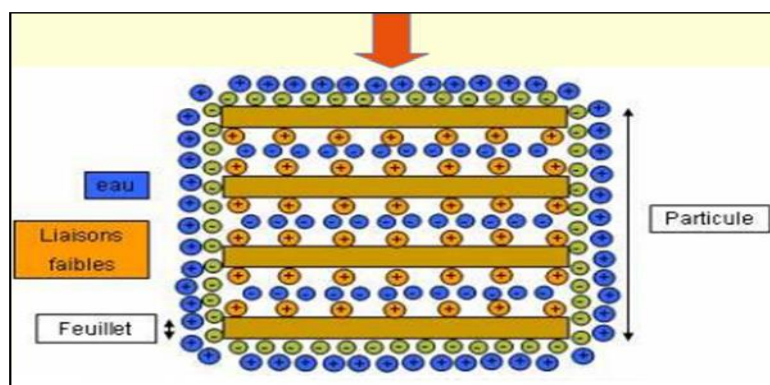


Figure 0.4 : Schéma représenté l'Adsorption inter foliaire.

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

(c) Hydratation des ions

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

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

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

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

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

Cette hydratation cationique provoque l'écartement des feuillets par l'augmentation des diamètres des molécules (cation hydraté) et aussi par les énergies engendrées par cette hydratation.[10]

III.8 Identification des sols gonflants :

L'identification des sols gonflants est généralement abordée à partir des paramètres physico-chimiques facilement mesurables lors des essais préliminaires.

Or, cette identification indirecte se trouve compliquée par l'existence de plusieurs approches qui ne se basent ni sur les mêmes paramètres, ni sur le même nombre. Mais, l'utilisation de ces identifications indirectes conduit à soupçonner le caractère expansif d'un sol. Par contre, les paramètres d'identification directs obtenus lors des essais de gonflement caractérisent plus précisément le comportement gonflant du sol.

I.4.1 : Définition des paramètres de gonflement

L'approche macroscopique du gonflement est la plus adaptée en géotechnique. Elle distingue trois notions : la pression de gonflement, le potentiel de gonflement et l'indice de

chapitre I: Synthèse bibliographique

gonflement. Ces notions ne sont pas considérées comme des caractéristiques intrinsèques du matériau gonflant et ne peuvent pas recevoir de définition objective, car elles dépendent des conditions dans lesquelles se déroule le gonflement. Elles sont néanmoins très largement utilisées et ont largement influé sur les procédures d'essais au laboratoire. On les définit comme suit. [4]

I.4.1.1 : La pression de gonflement (σ_g) :

D'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, peut être définie comme l'état de contrainte à exercer pour maintenir son volume constant pendant l'imbibition sans distorsion jusqu'à sa saturation complète. Cette définition de la pression de gonflement est la plus citée mais elle n'est pas la seule.

I.4.1.2 : Le potentiel de gonflement (ε_g) :

D'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, est la déformation maximale ($\Delta h/h$) que provoque l'imbibition de cet élément soumis à un état de contrainte nulle ou quasi-nulle jusqu'à sa saturation complète.

I.4.1.3 : L'indice de gonflement (C_g)

Traduit l'importance de la déformation de gonflement induit par un déchargement par rapport à un état de contraintes donné. La déformation par gonflement est obtenue au bout d'un temps d'équilibre.

En principe, ces trois phénomènes sont mesurés sur des éprouvettes en compression isotrope ou œdométrique. Contrairement à la pression de gonflement et au potentiel de gonflement obtenus à la saturation du sol, l'indice de gonflement est issu d'un déchargement mécanique.

I.4.2: Méthodes d'identification :

I.4.2.1: Méthodes indirectes d'identification :

De nombreux auteurs ont tenté de relier la pression de gonflement σ_g (ou le potentiel de gonflement ε_g) aux paramètres classiques de mécanique des sols (teneur en eau initiale (w_i), densité sèche initiale γ_{d0} , limite de liquidité w_L , indice de plasticité I_P , limite de retrait w_s , pourcentage des particules d'argiles $< 2\mu m$,...) qui semblent être les facteurs les plus influents sur le gonflement des argiles. [1]

IP	ε_g (%)	potentiel de gonflement
0 - 10	0 - 1.5	Faible
10 - 20	1.5 - 5	Moyen

chapitre I: Synthèse bibliographique

20 - 35	5 - 25	Elevé
> 35	> 25	Très élevé

figure I. 13: Relation entre le gonflement libre et l'indice de plasticité (Seed et al., 1962).

IP (%)	% < 2 μ m	Potentiel de gonflement
>35	>95	Très élevé
22- 35	60- 95	Elevé
18- 22	30- 60	Moyen
<18	<30	Faible

figure I. 14: Potentiel de gonflement d'après le Building Research Establishment BRE (1980).

Tableau 1

% < 74 μ m	W _L (%)	Pression de gonflement (6 ans) MPa	Potentiel de gonflement
>95	>60	10	Très élevé
60-95	40-60	2.5 – 5	Elevé
30-60	30-40	1.5 - 2.5	Moyen
<30	<30	<0.5	Faible

figure I. 15: Potentiel de gonflement (Chen, 1998).

IP (%)	% < 80 μ m	VBS	Susceptibilité de variation de volume du sol
> 30	> 90	> 6	Fort
15 < IP < 30	> 50	2 > VBS > 6	Moyen
< 15	< 50	< 2	Faible

chapitre I: Synthèse bibliographique

figure I. 16: Valeurs indicatives pour les sols susceptibles de variation de volume (Bigot et Zerhouni, 2000).

Certains auteurs ont proposé l'estimation du potentiel de gonflement sous forme d'abaque : Williams et Donaldson (1980) considèrent que le caractère expansif des argiles est fortement lié à l'activité. Ce dernier est défini comme étant le rapport de l'indice de plasticité sur le pourcentage de la fraction argileuse. L'abaque qu'ils proposent) permet d'apprécier le potentiel de gonflement en fonction de l'activité, de la fraction argileuse et de l'indice de plasticité.

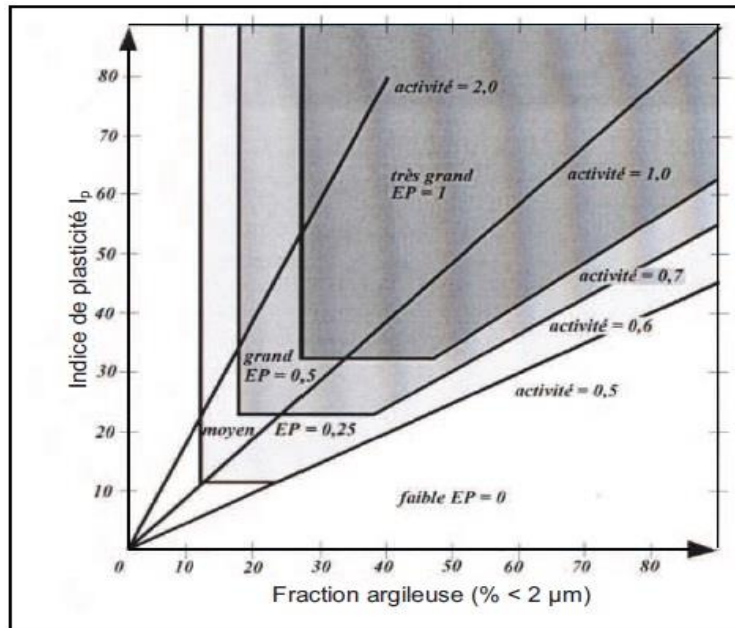


figure I. 17 Classification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson (1980).

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

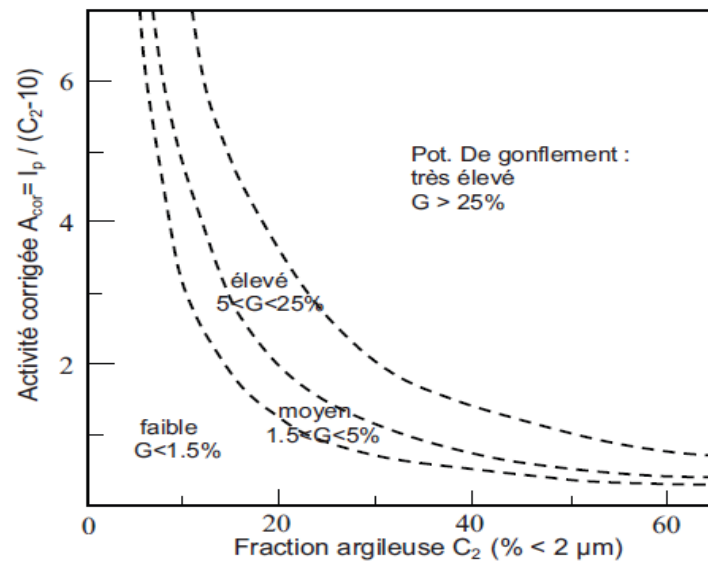


figure I. 18 Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al., 1962).

Plusieurs relations empiriques ont été proposées. Les principales équations sont regroupées dans le tableau I.5 (Modèles empiriques de calcul du taux dégonflement (ε_g) et de la pression de gonflement (σ_g)).

chapitre I: Synthèse bibliographique

Auteur(s)	Équations	Paramètres
Seed <i>et al.</i> (1962)	$\varepsilon_g = 2,16.10^{-3} (I_p)^{2,44}$	ε_g et I_p sans unités (-)
Ranganatham et Satyanarayana (1965)	$\varepsilon_g = 41,13.10^{-5} (w_L - w_s)^{2,67}$	ε_g, w_L et w_s sans unités (-)
Komornik et David (1969)	$\varepsilon_g = 6,7 + 2,4 I_p \rightarrow$ marnes $\varepsilon_g = 0,9 + 2,1 I_p \rightarrow$ argiles $\log \sigma_g = -2,132 + 0,0208 w_L + 6,66.10^{-4} \gamma_{d0} - 0,0269 w_i$	ε_g (%) σ_g (kPa) w_L (%) w_i (%) γ_{d0} (kg/m ³)
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\log \varepsilon_g = 0,033 w_L - 0,083 w_i + 0,458$ $\log \sigma_g = 0,033 w_L - 0,083 w_i - 1,967$	ε_g (%) σ_g (kPa) w_L (%) w_i (%)
Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)	$\log \varepsilon_g = 0,033 w_L + 0,0032 \gamma_{d0} - 6,692$ $\log \sigma_g = 0,033 w_L + 0,0032 \gamma_{d0} - 5,154$	ε_g (%) σ_g (kPa) w_L (%) γ_{d0} (kg/m ³)
Didier <i>et al.</i> (1973)	$\log \sigma_g = u w_L + v \gamma_{d0} - t w + k = 2,55 \frac{\gamma_{d0}}{\gamma_w} - 1,705$	u, v, t et k sont des constantes w : teneur en eau naturelle (%) w_L (%); γ_{d0} (g/cm ³) et σ_g (bars)
Brackley (1983)	$\varepsilon_g = (5,3 - 147 \frac{e}{I_p} - \log P)(0,525 I_p + 4,1 - 0,85 w_i)$ $\log \sigma_g = 5,3 - 147 \frac{e}{I_p}$	ε_g (%) σ_g (kPa) e : indice des vides P : surcharge extérieure (kPa) w_i (%) et I_p (-)
Nagaraj <i>et al.</i> (1983)	$\sigma_g = 17,86 - \frac{100 \frac{e_0}{e_1}}{4 - \log P_c}$	e_0 : indice des vides initial e_1 : indice des vides correspondant à la limite de liquidité P_c : pression de consolidation (kg/cm ³)
Komine et Ogata (1994)	$\varepsilon_g = (K \gamma_{d0} - 1) \times 100$	ε_g (%) K est un constant γ_{d0} (g/cm ³).
Guiras-Skandaji (1996)	$\varepsilon_g = -117,59 + 3,0571 \times w_i$	ε_g (%) w_i (%)

tableau I Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-4 :Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement(ε_g) et de la pression de gonflement (σ_g).

III. 8. 1 Méthodes directes d'identification :

chapitre I: Synthèse bibliographique

La plupart des méthodes de détermination des paramètres caractéristiques de gonflement se font en laboratoire bien que certains auteurs (Mariotti, 1976; Ofer et Blight, 1985; Magnan, 1993) aient réalisé des essais in situ. Ces derniers sont coûteux et souvent très longs. C'est pour cela qu'on préfère réaliser des essais sur des échantillons de sols intacts ou remaniés à l'aide d'appareils classiques de laboratoire. Par ailleurs, il existe de nombreuses méthodes de caractérisation du gonflement au laboratoire, reflétant la complexité du phénomène et la diversité des situations rencontrées. Les méthodes fréquemment utilisées sont (Alonso et al., 1987) :

- la méthode de gonflement libre ;
- la méthode de gonflement sous charges constantes ;
- la méthode de gonflement à volume constant.

III. 8. 1. 1 Méthode de gonflement libre :

Dans l'essai de gonflement libre, l'échantillon, soumis à une faible pression correspondant au poids du piston et de la pierre poreuse, est laissé en contact avec l'eau. Une fois le phénomène de gonflement stabilisé, l'échantillon quasi-saturé suit un chemin de chargement par paliers avec stabilisation des déformations sous chaque palier. La pression de gonflement correspond à la charge qu'il est nécessaire d'appliquer pour ramener le volume de l'échantillon à sa valeur initiale

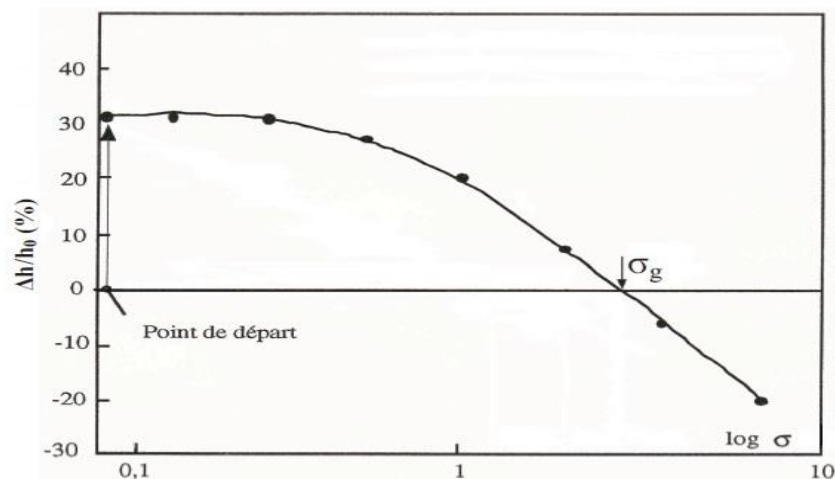


Figure 0.5: Essais de gonflement libre.

III. 8. 1. 2 Méthode de gonflement sous charges constantes :

Cette méthode est utilisée pour éviter l'inconvénient de la stabilisation de chaque palier de la méthode précédente. On peut utiliser une méthode dite « méthode de gonflement sous charges constantes » ou « méthode de gonflement en parallèle ». Elle nécessite plusieurs échantillons identiques : chaque échantillon est soumis à une humidification sous charge

chapitre I: Synthèse bibliographique

constante (pression verticale à l'œdomètre ou contrainte). Selon la valeur de la charge, il se produit un gonflement ou un effondrement du sol. En traçant la courbe des déformations volumiques en fonction des contraintes appliquées lors de l'humidification, on peut déterminer la contrainte correspondant à une déformation nulle, qui est la pression de gonflement (figure I.13).

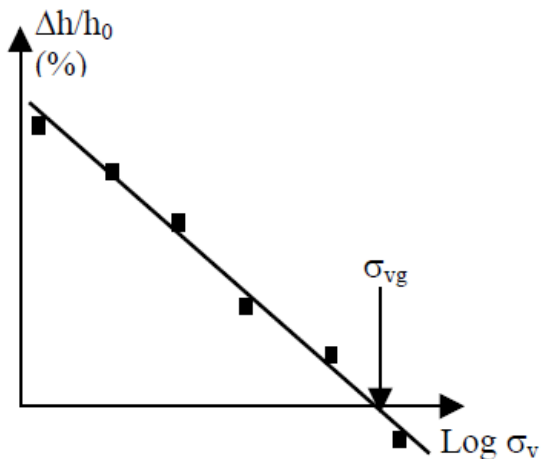


figure I. 19: Essais de gonflement en parallèle.

III. 8. 1. 3 Essai à volume constant :

Contrairement à la méthode de gonflement libre, la méthode de gonflement à volume constant ou empêché consiste à imbiber l'éprouvette sous une charge donnée, en maintenant sa hauteur constante par l'ajout successif de charges par petits paliers. Cette méthode a été fortement décriée car elle est délicate à mettre en œuvre (l'essai doit impérativement se dérouler par accroissement continu du chargement jusqu'à l'équilibre qui est atteint lorsque la charge est égale à la pression de gonflement)

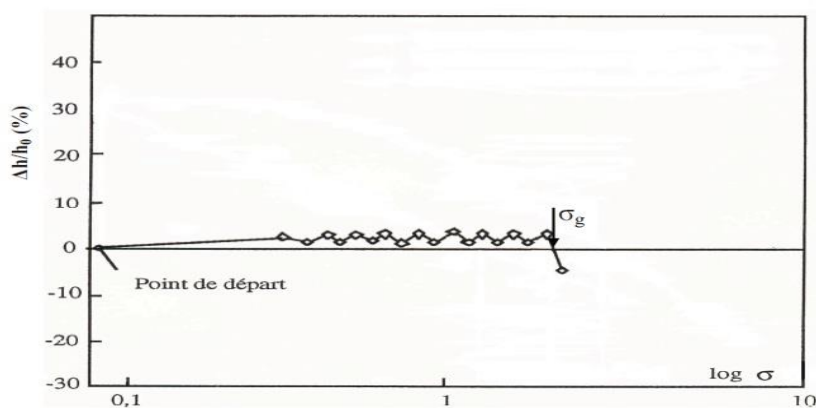


figure I. 20: Essai de gonflement à volume constant.

Ces méthodes peuvent être exécutées sur des échantillons intacts ou compactés.

Le choix de la méthode dépend de la problématique posée et du but recherché. Chaque méthode tente de simuler le plus possible les conditions réelles du terrain, en fonction du com-

chapitreI: Synthèse bibliographique

portement de l'ouvrage. Les essais sont exécutés couramment dans la cellule œdométrique conventionnelle à chargement par poids.

III. 8. 2 Comparaison des différentes méthodes :

La méthode de gonflement libre donne toujours des valeurs de la pression de gonflement plus élevées que les autres, pouvant aller jusqu'au double de celles des autres méthodes. La méthode de gonflement sous charges constantes donne des valeurs plus faibles et la méthode de gonflement empêché donne des valeurs moyennes qui se situent entre les deux.

La méthode de gonflement libre est très lente (plusieurs semaines). La mesure du gonflement empêché est délicate à mettre en œuvre et demande un appareillage particulier permettant un contrôle précis de la déformation de l'échantillon (déformation presque nulle). Mais, elle semble être la plus avantageuse car l'essai peut se faire sur un seul échantillon et elle est rapide (quelques jours) cependant, la méthode de gonflement sous charge constantes, bien qu'elle nécessite plusieurs échantillons identiques qui sont difficiles à réaliser, est plus rapide,

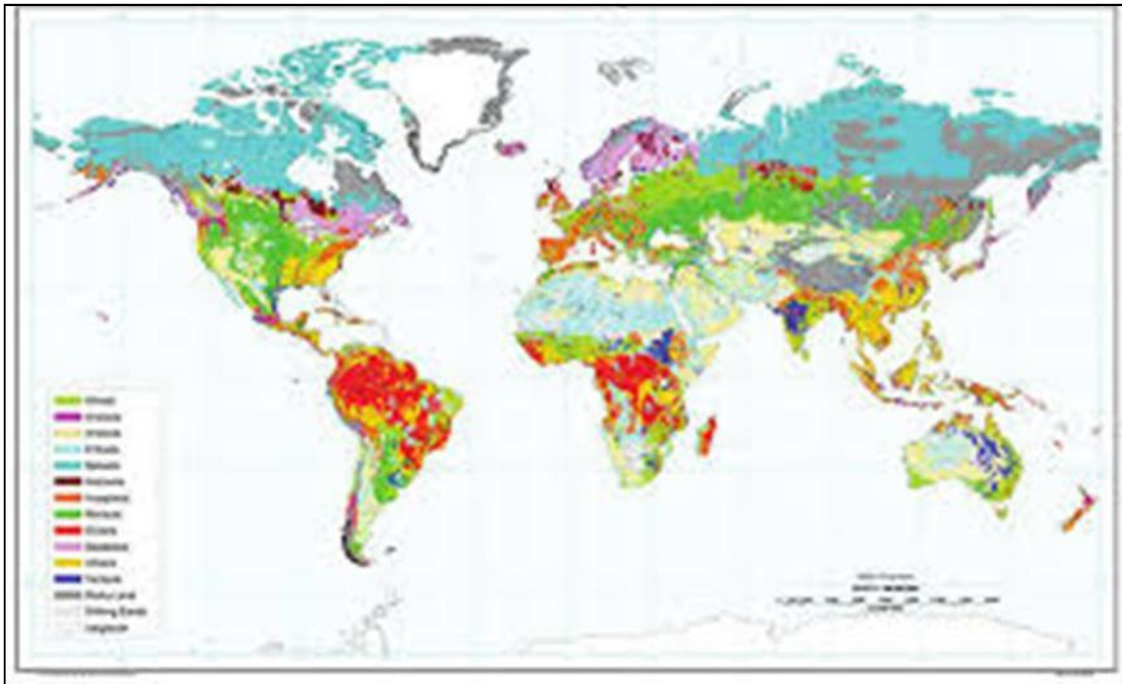
car elle ne nécessite aucune augmentation de la charge exercée sur les échantillons et permet de définir la pression de gonflement après avoir obtenu l'équilibre sur chacun d'entre eux.

En comparant les déformations de gonflement mesurées in situ et celles déterminées avec les différentes procédures expérimentales, il semble que les valeurs de la pression de gonflement obtenues par la méthode à volume constant (empêché), soient les plus proches de celles effectivement constatées sur le terrain (Erol et al., 1987) et soient donc les plus pertinentes. Khaddaj (1992) est arrivé aux mêmes conclusions et a préconisé l'utilisation systématique de la méthode à volume constant, d'une part, pour éviter les hétérogénéités inhérentes à l'utilisation de différents échantillons (essais de gonflement sous charge constantes) et, d'autre part, pour limiter les problèmes de mesure, dus notamment aux frottements parasites survenant à l'intérieur des œdomètres lors d'essais à gonflement libre[9] enregistrés même en Tunisie (Berthelot, 2002, Trabelssi et al, 2002 et Khemakhem et al, 2002) cité par Aissa Mamoune, 2002.

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

III.9 EFFET DE GONFLEMENT DES ARGILLE

figure I. 21: Répartition des sols gonflants dans le monde



III. 9. 1 .Dommages et pathologie des ouvrages fondés sur sols gonflants

III. 9. 1. 1 Cas des bâtiments

Les maisons courantes reposent le plus souvent sur des fondations superficielles, qui transmettent au sol les charges des murs porteurs. Si le sol est une argile gonflante sous l'ensemble de la construction, l'arrivée d'eau provoquant le gonflement ne peut être simultanée sous toutes les fondations. Il se produira donc un soulèvement différentiel des fondations, capable de fissurer les murs et de disloquer la structure de la maison. Les fondations externes et internes () seront soumises à des sollicitations différentes selon que l'eau provie

de fuites à l'intérieur de la maison ou de précipitations qui font gonfler le sol à partir de la surface extérieure du terrain. Selon les cas, le gonflement peut attaquer simultanément le côté de la fondation sur toute la longueur d'un mur ou commencer par un angle ou par le milieu d'un mur.

L'effet de ce soulèvement sur un mur peut prendre les formes représentées sur la : fissure oblique dans un mur sans ouverture ou fissures traversant les ouvertures. Les chaînages ont pour fonction de rendre ces fissures impossibles en augmentant la résistance à la traction des murs.

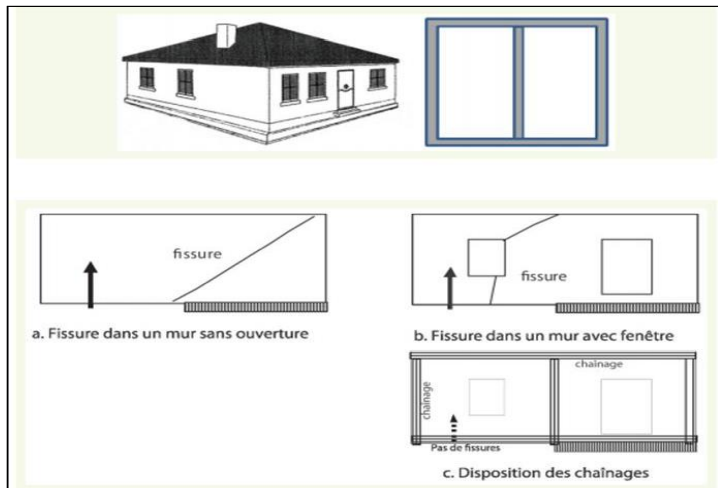


figure I. 22: Développement de fissures provoquées cité par (Magnan 2013)

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

à l'état initial, le poids de la construction se répartit sur toute la surface de contact des semelles avec le sol.

l'humidification du sol provoque un gonflement, qui peut être nul si la pression due à la construction est supérieure à la pression de gonflement. Mais cette condition ne concerne pas tout le massif, puisque la diffusion des charges s'accompagne d'une diminution forte des contraintes avec la profondeur. Il y aura donc toujours un certain gonflement sous les fondations.

Le gonflement provoque un soulèvement de la semelle de fondation, qui peut être limité si la flexibilité de la semelle et du mur porté est suffisante. Si non la semelle subira un pivotement de corps rigide.

Une fois le sol gonflé, la pression de gonflement diminue, voire disparaît. Il reste sur le sol la pression initiale, mais répartie de façon inégale si la semelle s'est fléchie. La répartition des pressions de contact final dépend de la rigidité relative du sol et de la construction.

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

Lors du retrait, un cheminement inverse est suivi dans le sol et la construction.

La figure montre des exemples de désordre observés au différent pays du monde par suite du gonflement ou du retrait des sols argileux.



Figure 0.6 : Dommages structurels dus au soulèvement de terrain à Al-Khod Oman



figure I. 23: Dommages structurels dus au soulèvement de terrain au Maroc

Ces désordres résultent du caractère différentiel que prennent les mouvements du sol de fondation (tassement ou gonflement) sollicitant la structure en flexion ou en cisaillement). Ces mouvements proviennent par ailleurs de l'hétérogénéité des sols fondation, de celle de des forces appliquées par la structure sur le sol, ainsi que des perturbations hydriques que le bâtiment peut engendrer (Mouroux et al, 1987).

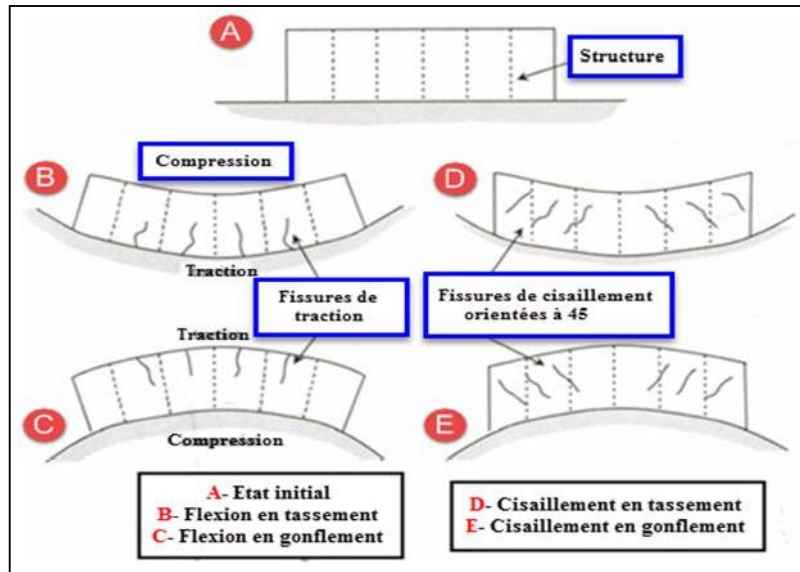


figure I. 24: Formes et directions de fissuration, (Mouroux et al, 1987).

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

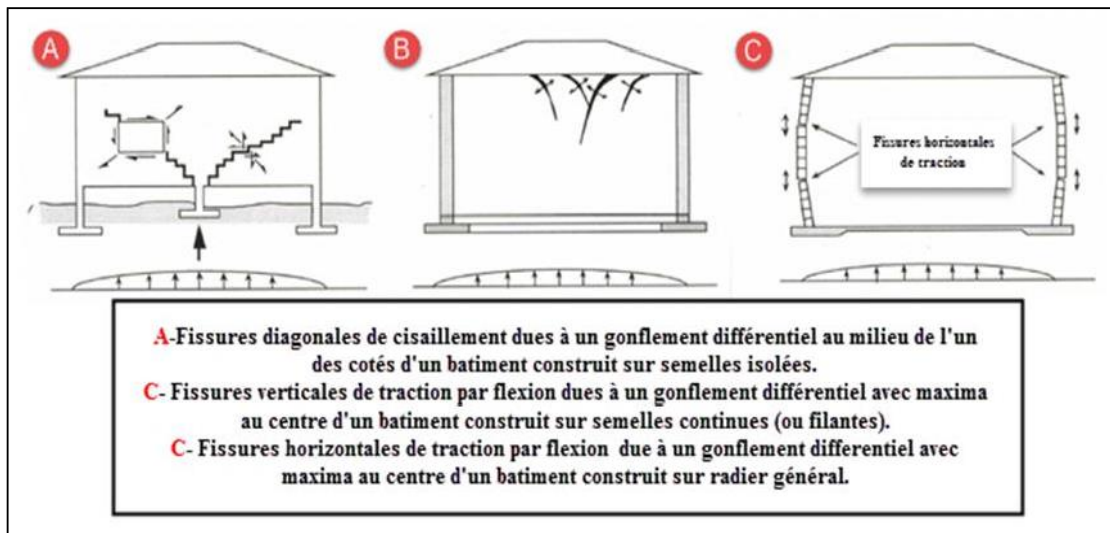


figure I. 25: formes de dégâts des bâtiments reposants sur des sols gonflants (Mouroux et al. 1987).

III. 9. 2 Cas des chaussées

La figure . I. 36. montre deux exemples de routes fissurées par l'effet du retrait et gonflement du sol de fondation argileux.

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

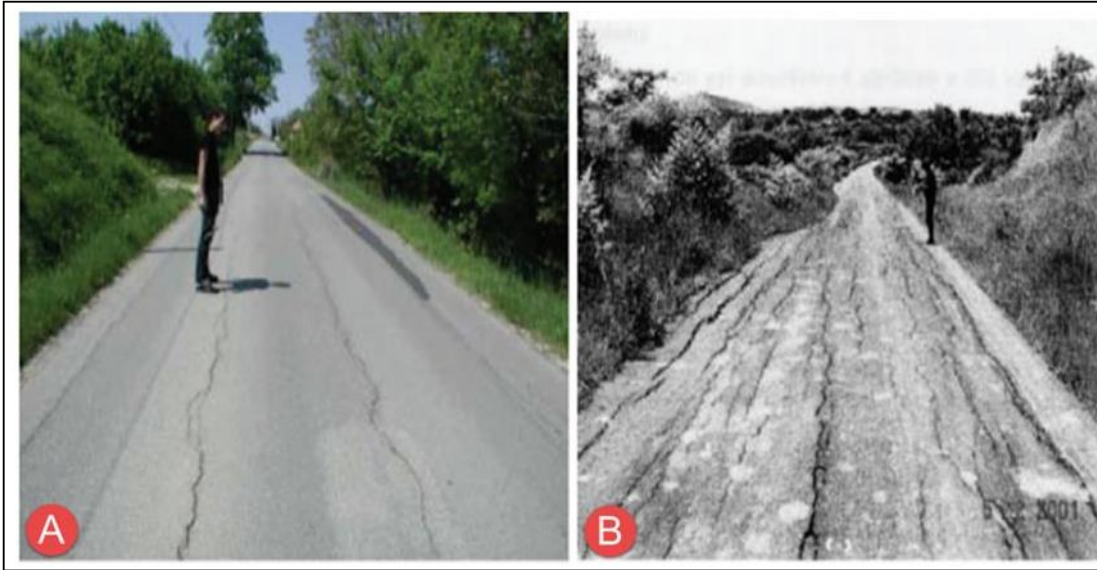


figure I. 26: Fissuration longitudinale de route due au retrait-gonflement de sol (a) en France (b) en Madagascar.

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

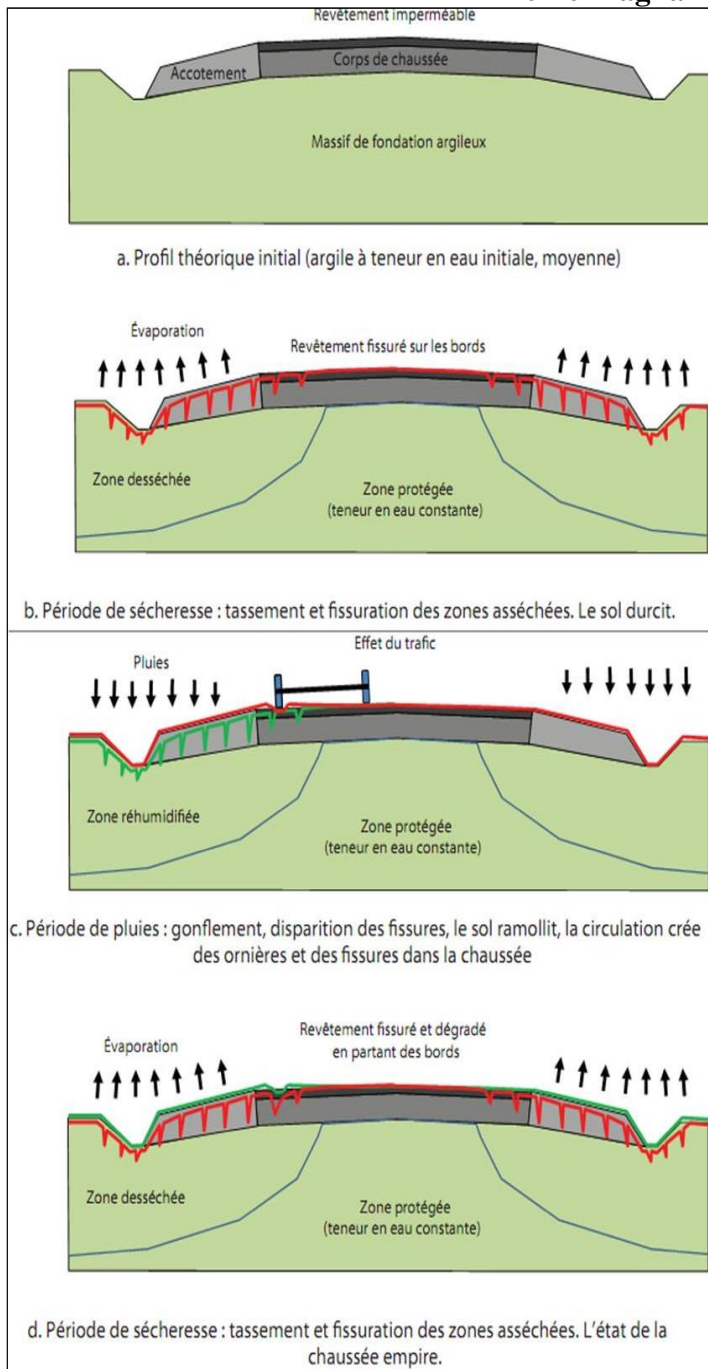
La sécheresse produit un retrait du sol à partir des accotements, vers le centre de la chaussée.

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

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

La sécheresse suivante réactive tassement et fissure, ce qui dégrade progressivement la route (d). Ce processus se produit dans les régions argileuses de beaucoup de pays, notamment en Afrique.

figure I. 27: Mécanisme d'évolution d'une route sur sol argileux gonflant. cité par (Jean-Pierre Magnan 2013)



chapitreI: Synthèse bibliographique

III. 9. 3 Cas des voiries et des réseaux divers

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

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

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

III. 9. 4 Cas des tunnels

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

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

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



figure I. 28: soulèvement puis dislocation du radier d'un tunnel (A, robert et D, Fabre).

III. 9. 5 Cas des puits pétroliers

La boue de forage est un mélange complexe de divers produits chimiques. Elle joue un rôle à la fois physiques et chimiques permettent d'assurer une bonne stabilité des parois du puits, de refroidir et de lubrifier et le train de sonde et de transmettre la puissance hydraulique Les désordres causés par le gonflement des puits pétroliers sont estimés à 500 millions de dollars par an aux U.S.A (E.van oort, a.h.hale, et F.K.mody).

chapitre I: Synthèse bibliographique

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

III. 9. 6 Cas des cavités de stockage des déchets radioactifs

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

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

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

- un conteneur métallique ou en béton afin de noyer les déchets.
- une barrière ouvrage (BO) constituée d'argile gonflante fortement compactée placée au

tour des colis.

- la couche hôte d'argilite assurant une sécurité à long terme

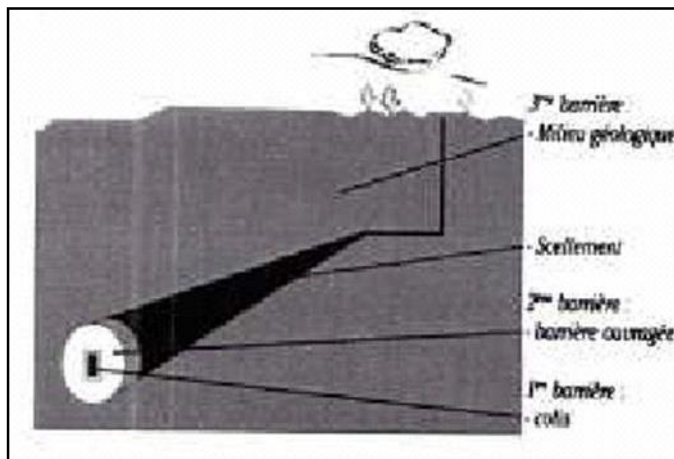


figure I. 29: les trois barrières de protection selon l'ANDRA agence nationale pour la gestion des déchets radioactifs.

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

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

chapitreI: Synthèse bibliographique

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

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

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

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

III.10 Causes du gonflement

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

« Minéraux expansifs + eau = gonflement »

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

L'ouvrage est construit dans une région à saison constatées (saison sèche- saison humide, en région tropicale par exemple).Use the "Insert Citation" button to add citations to this document.

Use the "Insert Citation" button to add citations to this document.

La méthode d'exécution ou de confortement de l'ouvrage utilise l'eau (ex : forassions à l'eau de bouton pour le confortement du tunnel de Mornay), (Robert et Fabre, 1987).

Lors des travaux de construction d'un tunnel par exemple, la ventilation est supprimée,

Des canalisations sont rompues ce qui fait que l'eau s'infiltré dans les terrains gonflant.

La construction d'un ouvrage proche perturbe l'écoulement des eaux souterraines.

Des travaux de drainage contribuent au retrait des sols gonflants.

Des mesures d'imperméabilisation ne sont pas prises, ce qui contribue à rendre les terrains sensibles aux variations saisonnières (alternance saison sèche -saison humide).

L'évacuation ou l'évaporation de l'eau contenue dans les sols gonflants est brusquement empêchée alors que les apports d'eau à ses sols ne sont pas limités, ce qui a pour effet d'augmenter leur teneur

chapitreI: Synthèse bibliographique

en eau (ex : la construction d'un bâtiment supprime l'évacuation de l'eau contenue dans un sol de fondation).

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

III.11 Protection des ouvrages sur sols gonflants

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

Empêcher les variations de volume du sol. Pour empêcher le gonflement ou le retrait du sol, on peut :

Maintenir constante le teneur en eau du sol existant

Limiter ou supprimer les effets du gonflement ou du retrait. Pour limiter le gonflement ou le retrait du sol, on peut :

Adapter la géométrie de l'ouvrage pour que le sol puisse se déformer librement.

Modifier la rigidité et la résistance de la construction

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

Le traitement des sols argileux à la chaux

ce qui a pour effet d'augmenter la teneur en eau de l'air ambiant (Robert et Fabre, 1987) Leur traitement au ciment

Leur traitement avec d'autres liants hydraulique

Leur traitement par des solutions salines

Le remplacement des sols argileux par des sols moins sensibles à l'eau

Le mélange du sol argileux avec des sables ou graviers

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

D'autres techniques ont été (hydrophobants, liants organique), mais elles ne font pas partie des techniques utilisées à grand échelle.[6]

III.12 traitement des sols argileux

III. 12. 1 : Introduction

Le traitement des sols est actuellement largement utilisé dans les travaux de terrassement, qui représentent une part non négligeable du secteur de la construction et du génie civil, tant pour l'avantage mécanique qu'il présente en permettant la valorisation de matériaux aux caractéristiques géotechniques inadaptées, que pour ses qualités environnementales.

chapitreI: Synthèse bibliographique

Fort de cette expérience, les professionnels du BTP se sont positionnés sur le Grenelle de l'environnement en proposant un objectif de valorisation des matériaux géologiques naturels excavés de 100% pour 2020.

Ainsi, Le traitement des sols est une technique qui s'est développée très rapidement en Europe et en Amérique, et qui est encore amenée à connaître une importance évolution. Facile à mettre en œuvre, économique et efficace, elle permet d'éviter de lourds travaux de terrassement destinés à rejeter les sols inadéquats et à faire appel à des matériaux d'emprunt de qualité issu de carrières qui sont utilisés parfois dans le même but, et aussi d'éviter, de détériorer le réseau routier existant par le transport de ces matériaux d'emprunt. (BELABBACI Zeyneb, 2014).

Concernant ce traitement on peut spécifier :

L'amélioration des sols : elle est appliquée aux sols ayant une grande plasticité (limon, argile), afin d'améliorer leurs caractéristiques géotechniques : facilité de mise en œuvre et de compactage, portance et résistance au poinçonnement. Ceci se traduit par une meilleure praticabilité pour le trafic de chantier.

La stabilisation des sols : elle a pour objectif de la réalisation des couches de fondations de qualité dont les caractéristiques mécaniques ont été considérablement rehaussées, ce qui donne une plus grande portance et une meilleure distribution des charges. En outre, ces couches acquièrent ainsi une meilleure résistance à l'érosion et au gel, augmentant dès lors sensiblement leur durabilité. La stabilisation exige des pourcentages de 4% à 6% de ciment ou d'une combinaison de ciment avec d'autres liants, tels que le lait de chaux les laitiers de haut-fourneau ou l'émulsion de bitume. (GHRICI, M et HARI-CHANE, K,2009

III. 12. 2 Méthode de traitement :

III. 12. 2. 1 Méthodes mécaniques:

(a) Compactage dynamique

:C'est un procédé qui consiste à pilonner le sol en surface avec une dame en chute libre. L'énergie transmise par chaque impact pénètre dans le sol et produit une déstructuration. Au bout de quelques jours ou semaines, une restructuration s'opère qui aboutit à des caractéristiques de portance améliorées.

Le procédé s'applique aux sols sablo- graveleux, et aux matériaux argilo-limoneux saturés à condition qu'il y ait présence d'air occlus. Son emploi peut être intéressant pour consolider des couches sous l'eau. (AMOURA et MAAMERI, 2013).

(b) Compactage de surface

:Le compactage est un procédé de densification des sols en place (Lawton,2004). Il consiste à réduire le volume des vides par densification des particules en appliquant momenta-

chapitreI: Synthèse bibliographique

nément des charges (roulement ou vibration). Il peut être exécuté sur des sols excavés ou des remblais placés en des couches minces. Chen(1988), suggère pour les sols très expansifs, un compactage à faible densité. (Alonso et delage, 1975).

Le compactage de surface est utilisé généralement pour une profondeur maximale d'environ 3m pour une profondeur supérieures on utilise le compactage

dynamique, et le vibro-compactage. La nature du terrain détermine le type de compacteur à utiliser. Les études expérimentales définissent un compactage approprié des sols de remblais qui ne tasseront pas ou tasseront très peu. Il y'a donc un optimum de compactage à réaliser, c'est l'optimum que les essais au laboratoire se proposent de déterminer. (Khebizi, 2011).

(c) Vibro-compactage :

Le procédé de vibro-compactage, développé à la fin des années trente, permet de compacter localement ou dans la masse, les sols grenus sans cohésion (sables, graviers, cailloux) en place ou mis en remblai au-dessus ou en dessous de la nappe et ceci jusqu'à des profondeurs maximum de plus de 50 m. C'est une technique d'amélioration des sols pulvérulents de type sablo-graveleux permettant de densifier sous l'effet de la vibration. Ces vibrations, émises par l'outil, se propagent de grains et provoquent un réarrangement optimal du volume initial occupé. La réduction de la porosité du matériau permet aussi d'augmenter sa capacité portante de manière significative. (A

Ce procédé de vibro-compactage est appelé aussi la vibro-flotation, s'applique essentiellement aux sols granulaires non cohérents, tels que sables et graviers. Les vibrations engendrent un phénomène temporaire de liquéfaction du sol environnant le vibreur. Dans cet état, les forces inter granulaires sont quasiment annulées, et les grains sont réarrangés dans une configuration plus présentant de meilleures caractéristiques mécaniques. Cette technique est couramment mise en œuvre à très grande échelle pour le compactage de terrepleins en sable gagnés sur la mer par remblaiement hydraulique.

(d) Méthode de substitution :

Cette technique a pour objectif la diminution globale du soulèvement, à la fois par suppression du sol gonflants, par la mise en place du remblai qui peut amortir une partie du soulèvement ultérieur et aussi par une amélioration de l'homogénéité des teneurs en eau, donc du soulèvement, pour l'ensemble de la construction. (Farid KAOUA et al, 2010).

(e) Pré humidification:

On crée ainsi un gonflement avant construction et si une forte teneur en eau est maintenue. Le volume restera sensiblement constant par la suite. Deux techniques sont utilisées (BOJANA DOLINAR, 2006, AZZOUZ, 2006) :

chapitreI: Synthèse bibliographique

Simple arrosage par jet.

Création de bassins au-dessus du sol gonflant, et c'est beaucoup plus utilisé. Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes (Mellal, 2009) :

Le sol permet un gonflement par humidification précédant la construction ;

Le mouvement de gonflement soit stabilisé lors de la construction réalisant ainsi un état de non soulèvement .Il faut donc compter sur la permanence de la teneur en eau artificiellement créé

III. 12. 2. 2 : Méthodes hydromécaniques :

(a) Amélioration des sols par drainage :

Cette technique est utilisée pour collecter l'eau ensuite la drainer ailleurs dans les cas d'ouvrage en tassement (remblais routiers). Le drainage ne comporte généralement pas de pompage mécanique, car on utilise uniquement l'écoulement gravitaire. Son domaine d'application est surtout celui des terrains peu à très peu perméables.

Les systèmes de drainage sont fabriqués de filtres d'agrégats poreux pour collecter l'eau et ensuite la drainer ailleurs. Les drains doivent être capables de drainer toute l'eau qui s'y infiltre sans provoquer une accumulation excessive de la charge.

Les drains doivent être aussi conçus pour prévenir la migration des fines des sols adjacents et par la suite colmater les vides. (Wiem KHEBIZI, 2011), (GHRICI et HARICHANE, 2009) dit que le drain vertical vise à diminuer le temps requis pour la consolidation de sols mous en accélérant à l'aide d'une surcharge, l'expulsion de l'eau qu'ils contiennent. Il est constitué d'une plaquette ondulée 6mm d'épaisseur, est enrobée d'une membrane géotextile synthétique, choisie en fonction des propriétés de filtration recherchées et de sa capacité à réaliser à l'abrasion lors de son installation.

Le drain est inséré dans le sol à l'aide d'un mandrin creux fixé à une flèche verticale rattachée à une rétro caveuse ou à une grue sur chenilles. Une force statique est utilisé pour enfoncer le mandrin et ancrer le drain à la profondeur désirée. En présence de couches de matériaux raides, un vibrateur est ajouté au mandrin, ou des avant-trous sont pratiqués pour passer à travers des couches très

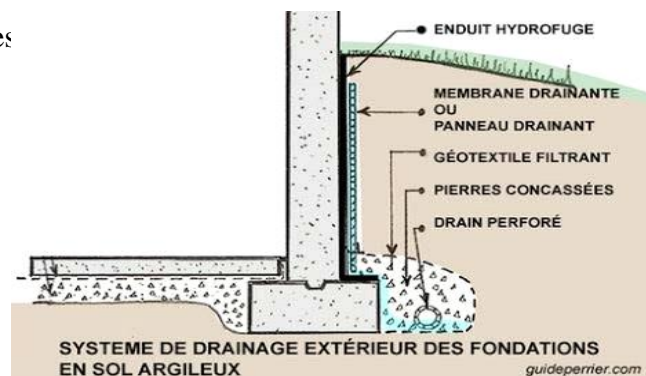


Figure 0.7 : Amélioration par drainage. (Marwana et Muangongo, 201

(b) Amélioration des sols par pré chargement ou pré compression :

Le pré compression nécessite la compression du sol sous une pression appliquée avant l'application des charges. Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement va se prolonger durant plusieurs années. On applique généralement ces méthodes sur des mauvais terrains de composition principalement argileuse. Le principe consiste à surcharger le terrain afin qu'il se tasse naturellement.

Le pré chargement des sols s'opère selon les mêmes principes dans le cas des sols fins ou grenus. Le mode de réalisation est le même, mais la perméabilité élevée des sols grenus permet d'obtenir l'amélioration souhaitée dans des délais beaucoup plus brefs que les sols fins et surtout argileux.

- **: Méthodes thermiques :**

(c) Amélioration temporaire par congélation :

Pour les sols fins, la méthode de renforcement temporaire par congélation développée principalement pour les matériaux grenus (sables, graviers), peut être appliquée aux argiles molles et aux limons, lorsqu'aucune autre n'est possible. L'effet de la congélation dépend de la température (il augmente quand la température diminue). Par ailleurs, il faut réaliser la congélation le plus rapidement possible pour limiter le gonflement du sol au dégel.

Les techniques de refroidissement utilisées reposent, comme pour les sables et les graviers, sur la circulation d'un fluide froid (azote liquide, habituellement) dans des tubes enfoncés dans le massif de sol.

Pour les sols grenus, la congélation de l'eau interstitielle d'un sol produit un matériau dont les propriétés sont temporairement améliorées tant que la congélation est entretenue. La congélation a également pour effet de rendre imperméable le sol et de faciliter les travaux de terrassements ou de construction sous le niveau de la nappe. Ces propriétés en font une technique d'amélioration provisoire très efficace, mais dont l'emploi reste limité en raison de son coût élevé. L'augmentation de volume de l'eau lors de sa transformation en glace peut provoquer des désordres dans le voisinage de la zone traitée et doit être prise en compte lors de l'élaboration du projet de traitement. (GHRICI et HARICHANE,2009).



figure I. 30: Stabilisation par congélation.

(d) Amélioration par déshydratation :

- La déshydratation par la chaleur est très rarement appliquée en géotechnique, elle permet de durcir certaines argiles par exemple. En pratique, la méthode consiste à brûler un carburant dans un forage en utilisant un forage voisin communiquant avec le premier et servant de cheminée de tirage. (AMOURA et MAAMERI,2013).

III. 12. 2. 3 : Autres Méthodes d'amélioration des sols :

(a) Amélioration des sols par renforcement des terres :

a.1. Technique de la terre ancrée : Dans les terres ancrés la résistance est survenue par le développement des pressions de portance autour de l'ancrage à la fin du membre tendu est en contact avec la force. Cette méthode consiste à renforcer le sol (grenu dense, argile raide) par des petites inclusions sous forme de barres en acier installées horizontalement pour améliorer la résistance au cisaillement des sols. Les barres d'acier peuvent aussi être scellées par un coulage multidirectionnel à 45° à 60° environ, rendant ainsi au « rocher » son monolithisme. Elle vise à celles de clouage des parois rocheuses fracturées. (Khebizi, 2011).

a.2. Technique de la terre renforcée : La terre renforcée est un matériau composite qui consiste en un sol contenant des éléments de renforcement (bandes d'acier galvanisé ou des géo rides plastiques). Le sol grenu est généralement faible en traction en plaçant à l'intérieur de celui-ci des éléments de renforcement alors les forces de traction peuvent être transmises du sol aux éléments. Le matériau composite possède alors une résistance à la traction dans la direction où le renforcement commence à travailler (frottement). Pour les sols fins où l'adhésion entre le remblai et le renforcement est mauvaise et peut être réduite par l'augmentation de la pression interstitielle on utilisera donc des matériaux sandwichs (couche de sable en contact avec les éléments renforçant).

L'efficacité du renforcement est commandée par sa résistance à la traction et la liaison qu'il développe avec le sol adjacent. Les éléments de renforcement sont :

Bandes d'acier ou d'aluminium.

Câbles d'acier.

chapitre I: Synthèse bibliographique

Matériau polymère, géo synthétiques

Treillis métalliques.

Les grilles sont des éléments métalliques ou en polymère arrangés en réseaux rectangulaires (maillages).

Les fibres sont en géotextiles, métalliques ou en fibres naturels. (GHRICI et HARICHANE, 2009).

(b) Amélioration des sols par inclusion :

b.1.Colonnes à module contrôlé : Les colonnes à module contrôlé sont des inclusions semi-rigides et cimentées avec un module de déformation variant de 500 à 10000 MPA. Elles sont mises en œuvre comme procédé de renforcement de sol. La technique étant la même que celle des inclusions rigides, elle est préférable aux colonnes ballastées lorsque :

- Le sol est trop mou ou organique et n'offre pas d'étreinte latérale suffisante.
- Les charges sont élevées ou les tolérances de tassement sévères les colonnes à module contrôlé sont toujours coiffées d'un matelas permettant la répartition des charges lorsqu'elles doivent supporter un dallage sur sol

Cette technique est sans incidence par l'environnement, ne comportant ni vibration ni battage. Ce type de traitement ne vise donc pas à réaliser des pieux devant supporter la totalité de la charge apportée par l'ouvrage, mais à réduire la déformabilité globale du sol à l'aide d'éléments semi-rigides régulièrement répartis. (Khebizi, 2011).

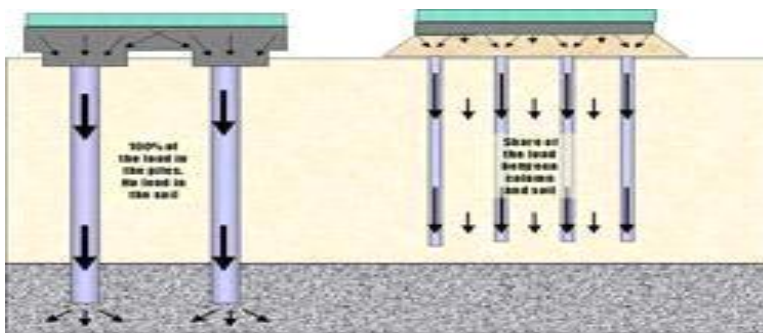


figure I. 31: Colonnes à module contrôlé. (GHRICI et HARICHANE, 2009).

b.3Colonnes ballastées : Les colonnes ballastées sont des colonnes constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mise en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives. Ces colonnes ne comportent en particulier aucun liant sur leur hauteur. Elles peuvent être réalisées en maillage réguliers ou variables, en lignes, en groupes ou même de manière isolée.

Leur dimensionnement tient compte du type d'ouvrage, de la nature des charges, des tassements absolus et différentiels ainsi que la nature du sol à traiter.

chapitre I: Synthèse bibliographique

Les avantages de cette méthode sont d'une part, la rapidité de réalisation, et d'autre part le prix compétitif par rapport aux autres techniques existantes. Pour réaliser des colonnes, on peut recourir à plusieurs techniques et procédés d'exécutions sur le terrain. L'amélioration de sol par colonnes ballastées permet :

- La diminution des tassements sous les charges appliquées.
- De diminuer le temps de consolidation
- Contribuer à la stabilité des ouvrages et réduire les risques de liquéfaction du sol dans les zones sismique.

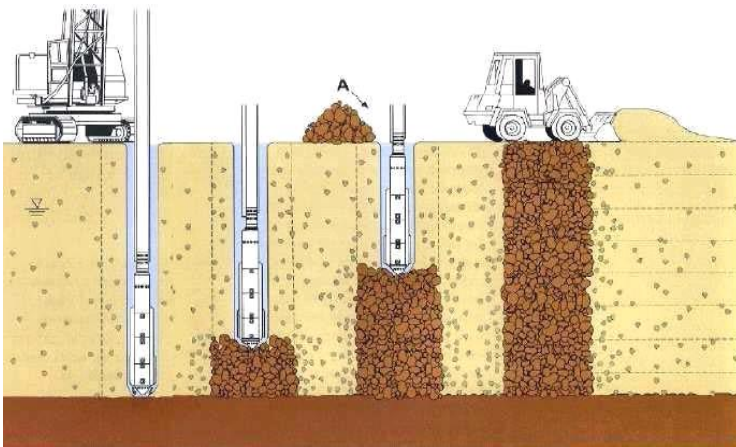


figure I. 32: Mise en œuvre des connes ballastées par voie humide (Keller).

b.4 Inclusion rigide : La Technique des inclusion rigides est un procédé consistant à poser un matelas granulaire à un réseau d'inclusions rigides verticales afin de tirer parti des transmettre la charge due au poids de l'ouvrage et les charges de service vers le substratum. Elle peut aussi inclure des géotextiles au niveau du matelas granulaire en fonction de l'objectif recherché (étanchéité, joint, drain...). Elle renforce des sols de caractéristiques médiocres lors de la fondation de grand ouvrages (remblais routiers, ferroviaire, bâtiments industriels, réservoir de stockage.....) tout en étant économique. (Khebizi, 2011).

(c) Amélioration des sols par injection :

L'injection est un procédé largement utilisé dans les travaux de traitement des terrains dont les caractéristiques mécaniques et/ou hydrauliques initiales sont médiocres insuffisante, en vue de l'implantation d'ouvrages de génie civil (barrages, tunnels ouvrages d'art, etc.). Le procédé consiste à injecter dans le sol, à l'aide d'une technique appropriée, en général à partir de forages, un coulis dont la composition et les caractéristiques sont bien déterminées, suffisamment fluide pour pénétrer dans le réseau poreux du sol. Son rôle va être de « faire prise » avec celui –ci, formant ainsi un matériau composite présentant des caractéristiques améliorées par rapport au sol initial. (AMOURA et MAAMERI, 2013).

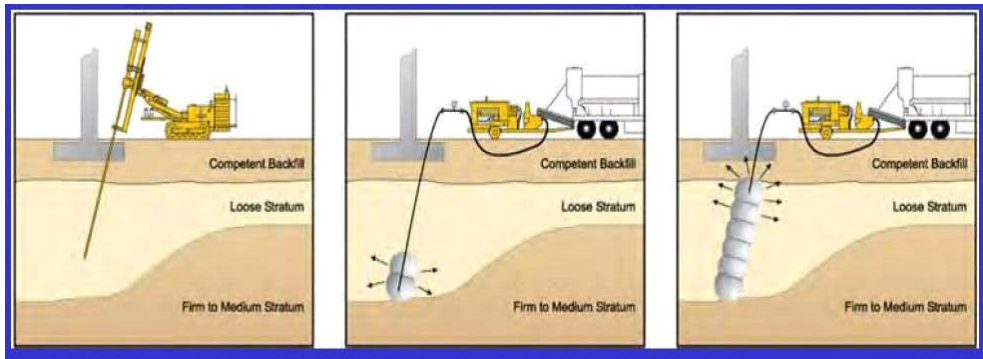


figure I. 33 Amélioration des sols par injection

(d) : Amélioration des sols par rabattement :

Il consiste à abaisser la pression des nappes à l'intérieur d'un volume de terrain déterminé, en dessous de la surface extérieure du volume considéré. Il est obtenu par un nombre approprié de captages disposés autour du volume à rabattre et dans lesquels un pompage permanent et assuré.

Plusieurs procédés de rabattement peuvent être distingués, en fonction de la nature des terrains rencontrés :

Rabattement à pleine fouille, qui consiste à pomper l'eau dans un puisard aménagé au fond de la fouille et creusé d'environ 0,5 à 1 m par rapport à ce dernier ;

Rabattement par puits filtrant est employés pour les terrains perméables ; les puits sont perforés au moyen d'une technique appropriée, adaptée au terrain, à l'eau claire, à la boue auto-destructrice ou tubés. ([11])

III. 12. 3 Méthodes Chimiques (Les Additifs)

Le traitement chimique des sols s'effectue à l'aide d'additifs. On en distingue trois types :

- le traitement par ajout de matériaux inertes (sables, graviers), qui réduisent le pourcentage d'éléments actifs ($< 2 \mu\text{m}$), donc l'activité des fines argileuses ;
- le traitement aux liants hydrauliques (ciments et chaux) et aux liants spéciaux routiers constitués de coproduits de l'industrie : clinker Portland, laitier granulé de haut fourneau, pouzzolanes naturelles, cendres volantes, schistes calcinés, calcaire) ;
- le traitement par addition de solutions salines dont l'efficacité serait très influencée par la nature du fluide hydratant (NaCl, KCl, MgCl_2) et de sa concentration.

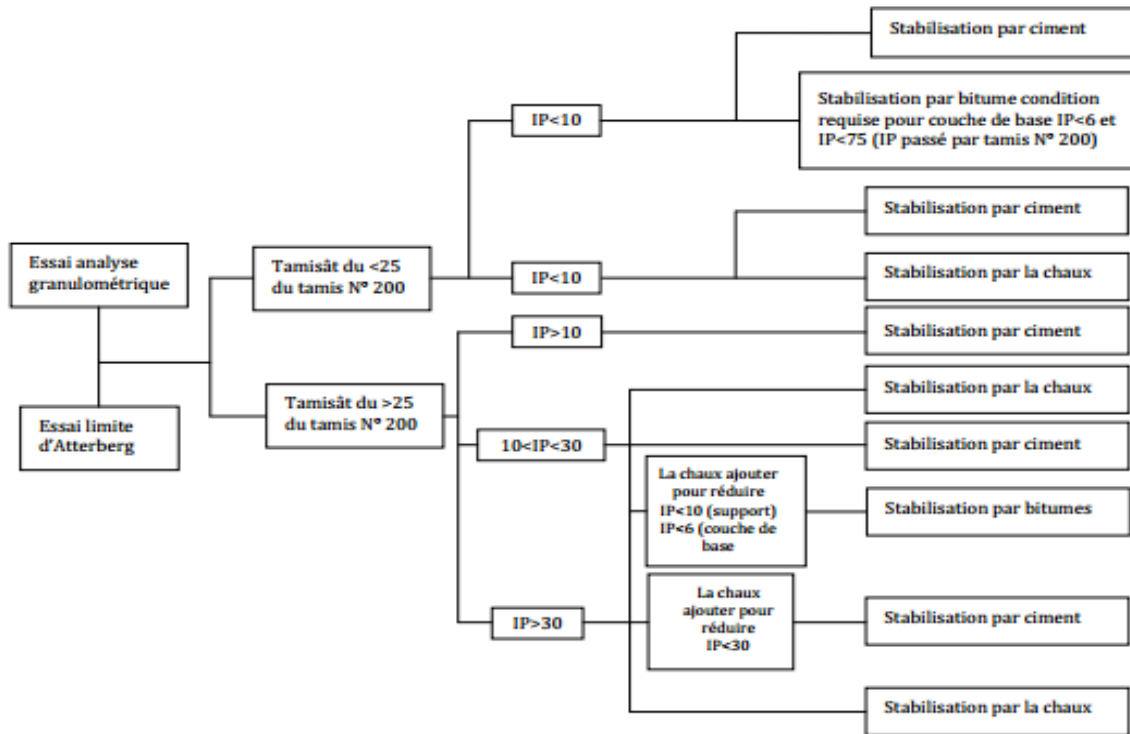
Cette technique a fait l'objet de nombreuses recherches à travers le monde. Les chaux aériennes principalement calciques (chaux vive, chaux éteinte, lait de chaux) et les liants spéciaux routiers sont les produits de traitement les plus utilisés. L'action de ces produits de traitement sur l'état hydrique des sols fins et sur leur fraction argileuse est mise en évidence en pratique (Morel, 1984 ; Bahar et al., 2004 ; Bell, 1989, 1996 ; Derriche et Lazzali, 1997 ; Mellas et al., 2004 ; Tonoz et al., 2004, 2006 ; Okyay et

chapitreI: Synthèse bibliographique

al., 2011 ; etc.). Les études de traitement effectuées sur des sols gonflants confirment l'action du ciment et de la chaux sur leurs caractéristiques de plasticité et de gonflement (Afès et Didier, 2000 ; Al-Mukhtar et al., 2010 ; Al-Rawas et al., 2005 ; Bahar et al., 2004 ; Bell, 1996 ; Nalbantoglu, 2006 ; Stavridakis, 2006 ; Tonoze et al., 2006 ; etc.). D'autres produits de traitement (sable de dunes, solutions salines, bitume, poussière de pierres, etc.) ont été testés pour stabiliser les sols gonflants et autres sols problématiques (Brooke, 2009 ; Lamara et al., 2006 ; Harichane et al., 2011 ; Khabbaz et Fatahi, 2011 ; Bekkouche et al., 2007 ; Louafi et Bahar, 2012 ; Kaoua et al., 1994 ; Mohammedzein et Al-Rawas, 2011 ; Gueddouda et al., 2007 ; Muntohar, 2006 ; Ramadas et al., 2011 ; Sharma et al., 2012 ; etc.). Les résultats obtenus montrent une certaine amélioration des propriétés géotechniques des sols étudiés, mais l'efficacité de ces produits n'est pas encore clairement établie à l'échelle de la pratique. Parmi les produits de traitement qui viennent d'être cités, seuls donc les liants hydrauliques (ciments et chaux) présentent un intérêt particulier dans la suite de cette thèse. Les conditions de leur utilisation ont schématisées dans la figure (2.2).

On notera simplement que le guide technique en vigueur en France pour le traitement des sols à la chaux et aux liants hydrauliques (LCPC-SETRA, 2000a) décrit de manière suffisante les produits de traitement en question, l'action de ces produits sur les sols traités et les caractéristiques requises à leur utilisation ; ces dernières étant fixées dans les normes françaises (NF P 15-301) pour les ciments et (NF P 98-101) pour la chaux. Il en va de même pour les recommandations du Centre de Recherches Routières en Belgique (CRR, 2004) qui fixent un code de bonne pratique pour le traitement des sols à la chaux et/ou au ciment, ainsi que pour les règles du Département des armées de l'US Air Force. Aussi, n'exposera-t-on ci-après que les propriétés significatives que procurent le traitement à la chaux ou au ciment (traitement simple) ou à leur combinaison (traitement mixte). Le tableau 2.1 recommande le choix du liant (chaux, ciment ou leur combinaison) et le dosage convenable en fonction des caractéristiques de plasticité du sol à traiter selon les recommandations du Centre de Recherches Routières en Belgique (CRR, 2004).[12]

chapitre I: Synthèse bibliographique



.tableau I Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-5 Synthèse sur les dosages en stabilisants pratiqués pour le traitement des sols selon les recommandations du Centre de Recherches Routières en Belgique (CRR, 2004).

Les propriétés d'un sol peuvent être modifiées par l'ajout de certains additifs.

Stabilisation	Indice de plasticité							Dosage
	0	5	10	15	20	25	30 et +	
	Valeur de bleu du sol (g de bleu/kg de matériau)							
	0	10	15	22	30	40	60 et +	
Chaux								4 à 8%
Ciment								4 à 8%
Mixte (chaux puis ciment)								1 à 2% chaux 4 à 6% ciment
Composé (chaux-ciment)								5 à 8%

chapitreI: Synthèse bibliographique

Ces derniers sont classés en deux grandes familles (BEKKOUCHE et al, 2001) :

(a) les hydrophobants ;

(b) Les liants

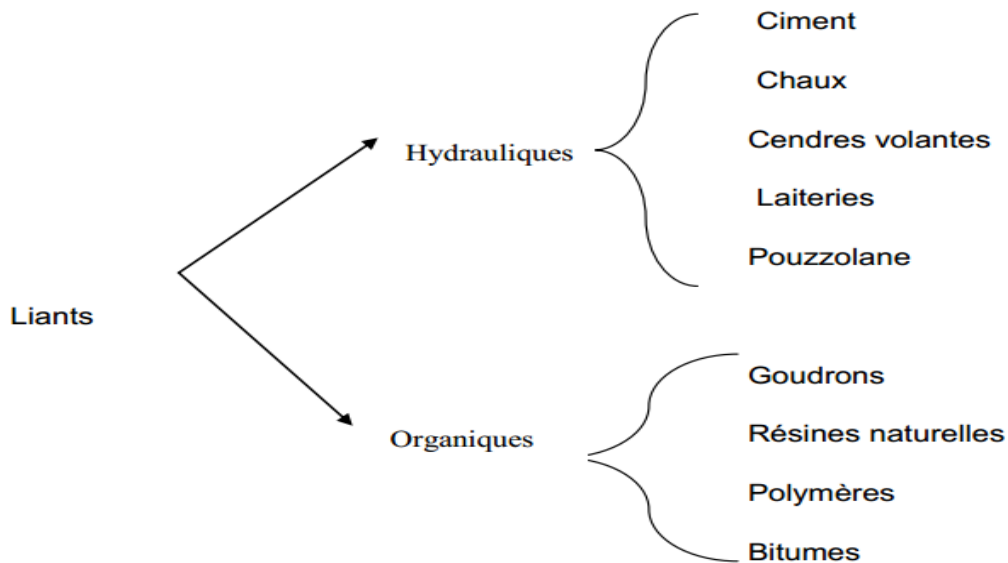
. Hydrophobants Les hydrophobants sont des produits dérivés amines des composés Cationiques (par exemple : les amines aromatiques, les amines aliphatiques,).Les caractéristiques des hydrophobes permettent les variations de la teneur en eau en rendant le sol insensible à l'eau quelles que soient les conditions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

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

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

diminution de la structure microscopique du sol. 3.2.3.2. Liants Les liants se divisent en deux grandes familles qui sont les liants hydrauliques et les liants organiques. Le schéma suivant donne les principaux liants existants dans l'industrie.

. Classification des liants



Liants hydrauliques

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

Echange cationique ;

Floculation et agglomération ;

Carbonations ;

Réaction pouzzolanique.

chapitreI: Synthèse bibliographique

Ces réactions se traduisent par :

Une amélioration immédiate des propriétés mécaniques du sol et une diminution de la sensibilité à l'eau par floculation et échange cationique.

Une réaction lente produisant les matériaux cimentant. C'est la réaction pouzzolanique.

Liants organiques

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

On distingue deux sortes :

□ Les mono-composants (un seul constituant) ont un caractère thermoplastique, ce sont par exemple les bitumes de pétrole, les goudrons et les brais de houille.

□ Les bi-composants (deux constituants) sont à mélanger au moment de la mise en oeuvre.

Le résultat est intermédiaire entre le collage thermique des mono-polymères, des résines ou des dopes. L'action de ces produits donne au sol des propriétés hydrophobes qui dépendent de l'enrobage des particules du sol par le liant. L'inconvénient majeur de ces liants organiques est leur biodégradabilité sous des climats tropicaux.[11]

III. 12. 4 Stabilisation par ajout du ciment :

Le traitement au ciment convient plus particulièrement aux sols peu plastiques, qui sont a priori inadaptés au traitement à la chaux du fait de leur faible teneur en argiles, auxquels il apporte cohésion, résistance mécanique, stabilité à l'eau et au gel. Le ciment rigidifie rapidement le sol de manière irréversible mais s'il y a rupture de l'horizon traité (action mécanique) il n'y a pas de nouvelle prise.

La prise au ciment est plus rapide que celle à la chaux (qui évolue encore au bout d'un an) mais elle est stoppée par le gel. Les constituants hydratés du ciment relient les grains de sable entre eux en formant des sortes de ponts nombreux et solides, d'où l'augmentation de la portance, des résistances mécaniques et de la résistance au gel.

On utilise des ciments de classe 45 ; Les doses varient de 3,5 à 5 % du poids de sol sec à traiter. La réussite des opérations suivantes exige un mélange de sol et d'eau idéal pour la bonne prise du ciment.

Techniques de réalisation des travaux de traitement :

La réalisation des travaux de traitement des sols fait appel suivant les cas de chantier à un certain nombre d'opérations élémentaires exigeant un ordonnancement précis, un savoir faire et des matériels spécifiques.

chapitre I: Synthèse bibliographique

La réalisation des travaux de traitement d'un sol en place suit en général les opérations élémentaires suivantes :

la préparation du sol à traiter (élimination des éléments blocailleux, homogénéisation humidification éventuelle)

l'épandage du liant de traitement

le malaxage du liant avec le sol

l'ajustement de l'état hydrique (soit humidifier le sol par arrosage, soit l'assécher par aération)

le réglage du mélange

le compactage

L'application de la protection superficielle du sol traité (cas d'une couche de forme).

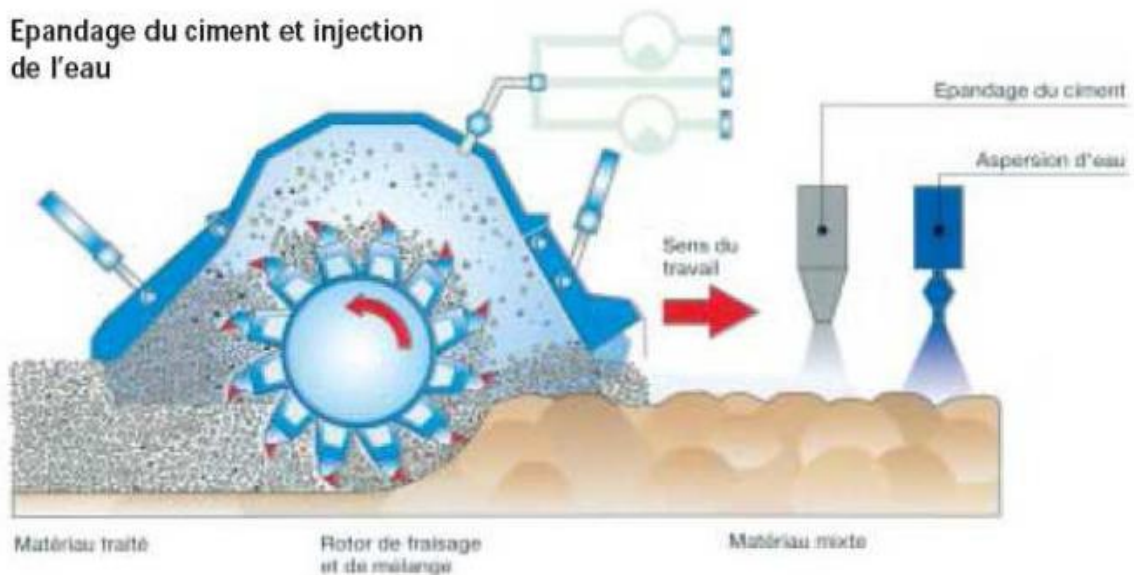


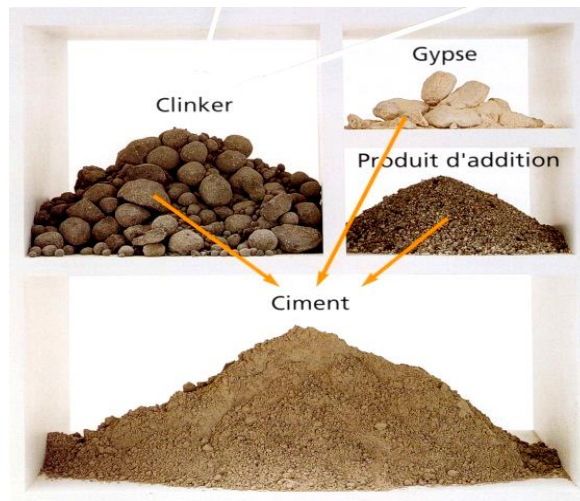
tableau I Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-6 : **Procédé d'épandage du ciment.**

III. 12. 5 : Les ciments :

Le ciment est généralement fabriqué en cuisant vers 1450 C^0 des mélanges de calcaire et d'argile. On obtient alors des nodules durs, appelés clinkers ; c'est en broyant très finement ceux-ci, additionnés d'un peu de gypse, qu'on produit le ciment Portland. D'autres types peuvent être obtenus en mélangeant ce clinker broyé avec des constituants, broyés également, qui présentent des propriétés hydrauliques ou pouzzolaniques : ce sont soit des laitiers de hauts fourneaux granulés, soit des cendres volantes ou encore des pouzzolanes, naturelles ou artificielles.

chapitreI: Synthèse bibliographique

Il existe, en outre, des ciments spéciaux, tels les alumineux ou les sursulfatés. La principale utilisation du ciment est le béton, dont il est le composant actif, mais il entre aussi dans la composition des mortiers pour maçonneries ou pour enduits. [7]



: Composition du ciment.

Le ciment c'est le matériau du 20^{ème} siècle, il n'a guère plus d'une centaine d'années. L'écosseais Aspdin prit un brevet d'invention en 1824, sur la fabrication d'un liant à partir d'un mélange de chaux et d'argile qu'il appela "ciment Portland" à cause de l'aspect présenter par ce liant durci qui rappelait celui de la pierre calcaire de la Presqu'île de Portland. C'est le premier ciment, père d'une longue lignée.

Ainsi, le XX^{ème} siècle a ouvert la voie aux ciments artificiels qui prendront progressivement le pas sur les chaux.

L'accélération sera plus manifeste à l'issue de la deuxième guerre mondiale lorsque le secteur du bâtiment produit essentiellement des logements neufs bâtis à partir d'éléments préfabriqués et, n'utilisant plus les chaux. C'est l'époque charnière où la chaux est en passe d'abandon, où son ancienneté est une marque d'archaïsme alors que les ciments améliorent les performances des liants.

Le développement n'a pu s'effectuer que grâce à l'apparition de matériels nouveaux : fours rotatifs et broyeurs à boulets en particulier.

Les procédés de fabrication n'ont pas cessé de se perfectionner. Pour produire une tonne de clinker, constituant de base du ciment, il fallait en 1870 : 40 heures, actuellement, il faut environ 3 minutes.

chapitreI: Synthèse bibliographique

La production en Algérie s'accroît comme le montre les statistiques suivantes (source : Secrétariat d'état au plan Algérien) :

1977 : 2,2 millions de tonnes, 1982 : 8,0 millions de tonnes

1979: 4,5 millions de tonnes, 1985 : 10,5 millions de tonnes.

III. 12. 5. 1 Types de ciment :

Les principaux ciments selon la classification NA largement inspirée d'AFNOR, en fonction de leur composition et de leur résistance, sont :

Les ciments CPA, ciments Portland purs (composé du seul clinker) ;

Les ciments CPJ, ciments Portland composés, qui contiennent au moins 65% de clinker. Ce sont les plus utilisés en l'Algérie,

Les ciments CHF, ciments de hauts-fourneaux, qui contiennent entre 60 et 75% de laitier de hauts-fourneaux.

Les ciments CLK, ciment de laitier de clinker, qui contiennent 80% de laitier de hauts fourneaux,

Les ciments CLX, ciment de laitier à la chaux,

Les ciments prompts.

Les ciments sont également classés en fonction de leur résistance à la compression. les ciments produits et commercialisés en Algérie, sont essentiellement constitués de CPJ32.5 et 42.5, types les plus demandés et CRS (Ciment résistant aux sulfates) largement utilisé dans les régions du sud.

Le ciment fabriqué localement est livré en vrac, soit en sac double ou triple plis de 50Kg

III. 12. 5. 2 Réactions physico-chimiques du ciment :

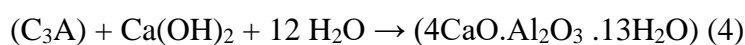
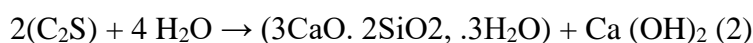
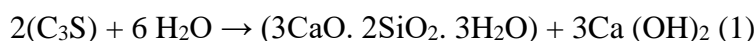
Le ciment est un liant hydraulique c'est-à-dire un matériau qui, finement moulu et gâché avec de l'eau, forme une pâte qui fait prise et durcit par suite de réaction et de processus d'hydratation et qui après durcissement conserve sa résistance et sa stabilité même sous l'eau.

Le ciment Portland est une des nombreuses variétés de ciment. La composition typique de son clinker est : 67% de CaO, 22% de SiO₂, 5% de Al₂O₃, 3% de Fe₂O₃ et 3% d'autres composés et il contient 4 phases majoritaires qui sont l'alite (3CaO.SiO₂ ou C₃S), la bélite (2CaO.SiO₂ ou C₂S), la célite qui est le mélange de l'aluminate de calcium (3CaO.Al₂O₃ ou C₃A) et du ferroaluminate de calcium (4CaO.Al₂O₃.Fe₂O₃ ou C₄AF). Plusieurs autres phases, comme les sulfates d'alcalins ou l'oxyde de calcium s'y retrouvent en très faibles quantités. [5]

III. 12. 5. 3 Réactions chimiques :

Le ciment en présence d'eau se solidifie. Les principales réactions chimiques responsables de ce phénomène sont les suivantes :

chapitreI: Synthèse bibliographique



La réaction (1) est rapide ; elle est à l'origine de l'augmentation des résistances mécaniques à court terme. Le produit $(3 \text{CaO} \cdot 2\text{SiO}_2 \cdot 3 \text{H}_2\text{O})$ est un silicate de calcium hydraté : c'est une tobermorite. La réaction (2), quant à elle est lente et est responsable de l'amélioration des propriétés mécaniques à long terme.

L'aluminate tricalcique s'hydrate très vite et nécessite l'addition d'un régulateur de prise de masse, le gypse $(\text{CaSO}_4 \cdot 2 \text{H}_2\text{O})$ qui permet la formation de fins cristaux d'étrangéité $(3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3 \text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O})$ retardant la prise en masse du ciment.

L'équation chimique de formation de l'étrangéité est la suivante :



Lorsque l'on mélange une argile ou une latérite à du ciment en présence d'eau, on assiste aux mêmes réactions chimiques comme pour les mélanges argile chaux. La portlandite produit lors de l'hydratation du ciment réagit avec le dioxyde de carbone de l'air et les minéraux argileux pour donner respectivement de la calcite et du silicate de calcium ou aluminate de calcium hydratés. L'échange cationique et la floculation- agglomération s'observent aussi dans les mélanges argile ciment. La réaction pouzzolanique impliquant les minéraux argileux n'est pas prépondérante compte tenu de la disponibilité de la portlandite.

III. 12. 5. 4 Réactions physiques :

Différentes réactions physiques se produisent pendant la prise du ciment. Il y a d'abord la formation d'une pâte de particules solides. A cet effet, les espaces interparticule sont

interconnectés et remplis d'eau dite eau « capillaire ». Se développe ensuite à la surface des grains de ciment, un revêtement d'étrangéité empêchant la prise éclair. La réaction d'hydratation du ciment continue et après deux heures, il y a formation des cristaux fibreux qui sont des silicates de calcium hydratés (CSH). Ces composés connus sous le label de tobermorite lient les composantes du mélange argile (ou latérite)-ciment. Ces cristaux se développent et contribuent de façon notable à l'amélioration des propriétés mécaniques de ces mélanges.

III. 12. 5. 5 Ciment utilisé pour ce traitement :

Matine est un ciment gris de hautes résistances initiales et finales, résultat de la mouture du clinker obtenu par cuisson jusqu'à la fusion partielle (clinkerrisation) d'un mélange convenablement dosé et homogénéisé de calcaire et d'argile.

chapitreI: Synthèse bibliographique

Ce ciment est constitué d'oxydes minéraux dont les principaux sont la chaux (CaO) à fonction basique et la silice (SiO₂) à caractère acide.

On trouve également l'alumine (Al₂O₃) ils sont rendus aptes à réagir entre eux et avec l'eau par traitement thermique à des températures comprises entre 1300 et 1500 C⁰.

En présence d'eau à lieu la réaction d'hydratation consistant en la formation d'un réseau cristaux de silicates de calcium hydrates.

Matine présente des performances mécaniques et des caractéristiques physico-chimiques conforment à la norme NA 442, en EN 197-1 et à la norme NF P 1-301 /94.

III. 12. 5. 6 Domaine d'utilisation :

Matine est utilisé pour tous les projets de construction qui nécessitent de hautes résistances mécaniques mais qui ne présentent pas un besoin spécifique en bétons exposés à des conditions sévères comme l'attaque des lesquels le béton n'est pas affecte par le taux de chaleur d'hydratation du ciment.

III. 12. 5. 7 I.6.5 Les principales applications de ce ciment [11]:

secteur habitat (logements et d'autres constructions civiles) :

secteur travaux publics (tunnels, pont, port, aéroport...etc.) :

secteur hydraulique (barrages, châteaux d'eau, stations d'épuration, stations de dessalement,...etc.) :

secteur industriel.

III. 12. 6 Analyses chimiques :

tableau I Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-7 présente les éléments chimiques et leur pourcentage.

L'analyse chimiques	Pourcentage(%)
perte au feu, (NA 5042)	7,50 – 12,00
Résidus insolubles (NA 5042)	0,70– 2,00
Teneur en sulfates SO ₃ (NA 5042)	2,00 – 2,70
Teneur en oxyde de magnesium MgO	1,00 -2,20
Teneur en chlorures (NA 5042)	0,01 – 0,05
Teneur equivalent en alcalis	0,3 – 0,75

composition hypothétique du clinker (bogue) :

silicates tricalciques C₃S (%) : 58 – 64

silicates bicalciques C₂S (%) : 12 – 18

aluminates tricalciques C₃Al (%) : 6,0 - 8,0

chapitreI: Synthèse bibliographique

aluminoferrites tetracalciques C_4AF (%) : 10,0 – 12,0

III. 12. 7 Propriétés physiques :

consistance normale de la pate de ciment (%) : 25 – 28,50

finesse suivant la méthode de blaine (NA 231) : 4150 – 5250

retrait a 28 jours en $\mu m / m$ < 1000

expansion en mm 0,3 – 2,5

III. 12. 8 Temps de prise à 200 C :

début de prise (min) 140 – 195

fin de prise (min) 195 – 290

III. 12. 9 1 Résistance à la compression :

02 jours (MPa) $\geq 10,0$

28 ours (MPa) $\geq 42,5$

III.13 Stabilisation par la chaux

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

D'éviter des volumes de terrassement importants dans le cas de substitution des sols médiocres.

De donner aux sols argileux d'une manière assez rapide une bonne consistance pour des dosages compris entre 1% et 2%. Ceci montre aussi l'intérêt économique de ce procédé.

De modifier les propriétés du sol.

Sachant qu'il y a deux types de chaux, vive et éteinte, le choix s'effectue en basant sur les essais de laboratoire, les essais de chantier et sur le prix de revient. Généralement, c'est la chaux vive qui est préférée car elle fournit plus d'ions de Ca^{2+} , elle donne un produit plus dense et un abaissement de la teneur en eau important (BEKKOUCHE et al, 2001).

Il est clair que c'est la phase argileuse du sol qui réagit avec la chaux. La qualité du résultat dépend des engins utilisés dans le traitement. L'expérience a montré que suite à un traitement, certaines modifications se produisent sur les caractéristiques du sol :

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

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

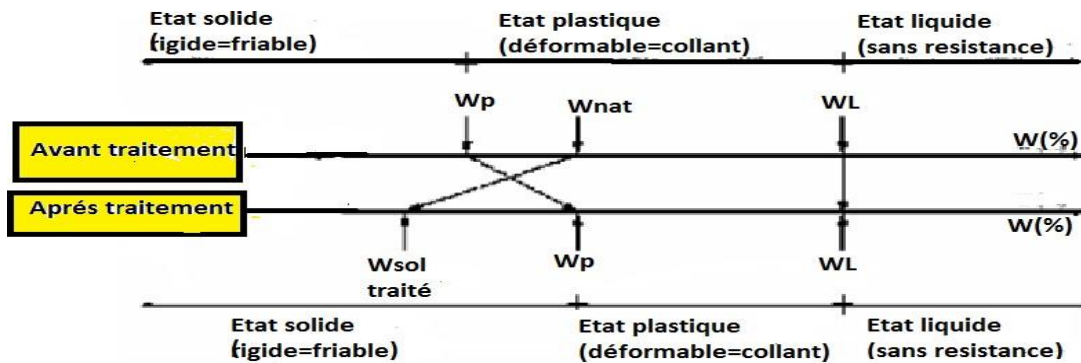


tableau I Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-8. Variation d'indice de plasticité en ajout de la chaux Bulletin CRR, cité par AZZOUZ 2006.

III. 13. 1. 1 Techniques d'ajout de chaux

(a) Technique classique

Le dosage de chaux est défini pondéralement, il est rapporté au poids de sol sec et exprimé en pourcentage. Sur chantier, pour les raisons d'épandage, ce dosage est rapporté au mètre carré de sol pour obtenir le dosage en Kg/m^2 . L'épandage est effectué par dépôt d'une couche de chaux à la surface du sol à traiter ; les conditions d'exécution imposent des limites à l'épaisseur des couches soumises aux opérations nécessaires de malaxage et de compactage. Les malaxeurs de type pulvimixeur permettent d'atteindre 40 cm dans le sol naturel.

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

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

chapitreI: Synthèse bibliographique

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

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

Le coulis est recommandé principalement pour les raisons suivantes :

Le coulis a l'avantage par rapport à la chaux sèche de ne pas être transporté lors de l'opération d'épandage par les vents.

Le coulis assure une meilleure distribution dans le sol. Il faut noter que cette méthode est à rejeter dans le cas des sols humides, surtout lors des périodes pluviales, car la chaux doit être non hydratée pour pouvoir absorber l'eau. Dans le cas des sols expansifs, ce traitement permet de réduire le nombre et la taille des fissures développées par les constructions sur ces types de sol. Il est aussi utilisé pour empêcher ou minimiser le mouvement d'eau et par conséquent éviter toute variation de teneur en eau dans le sol de fondations. Lorsqu'il s'agit de constructions légères, la chaux est souvent appliquée sous les semelles filantes mais le traitement est efficace lorsqu'elle est appliquée sous radier. Dans ces cas, un pourcentage de 4 à 6% est recommandé sur une épaisseur de 150 mm et l'opération est suivie d'un compactage immédiat (BEK-KOUCHE et al, 2001).

III. 13. 2 Traitement mixte à la chaux et au ciment

Ce mode de traitement constitue un compromis entre les traitements simples à la chaux et au ciment préconisés pour les sols trop humides et peu argileux respectivement destinés à une utilisation en couches de forme routières.

L'action de ces deux liants est complémentaire (le traitement à la chaux assèche les matériaux humides et le traitement au ciment apporte au mélange une rigidification rapide). Toutefois, un traitement préalable à la chaux à faible dose (0,5 à 2%) par son action immédiate amène le sol à son état optimal pour le traitement au ciment. La figure montre l'effet du traitement mixte à la chaux (1% de CaO) et au ciment (4% de CPJ-CEMII/A 32,5) sur les courbes Proctor et CBR destinés à déterminer les caractéristiques de mise en œuvre des sols traités pour couches de forme. On notera en particulier :

chapitreI: Synthèse bibliographique

sur la courbe de compactage, une diminution de la densité sèche maximale et une augmentation de la teneur en eau optimale se traduisant par un décalage de la courbe de compactage vers la ligne de saturation ;

sur la courbe de portance, une augmentation de l'indice portant immédiat correspondant à une teneur en eau de mise en œuvre égale à 90% de la teneur en eau optimale.[12]

III.14 Conclusion

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

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

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

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

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

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

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



CHAPITRE (II)

Programme experimental et procedure d'eessis

III.15 LE SITE DE SIDI HADJRES (WILAYA DE M'SILA)

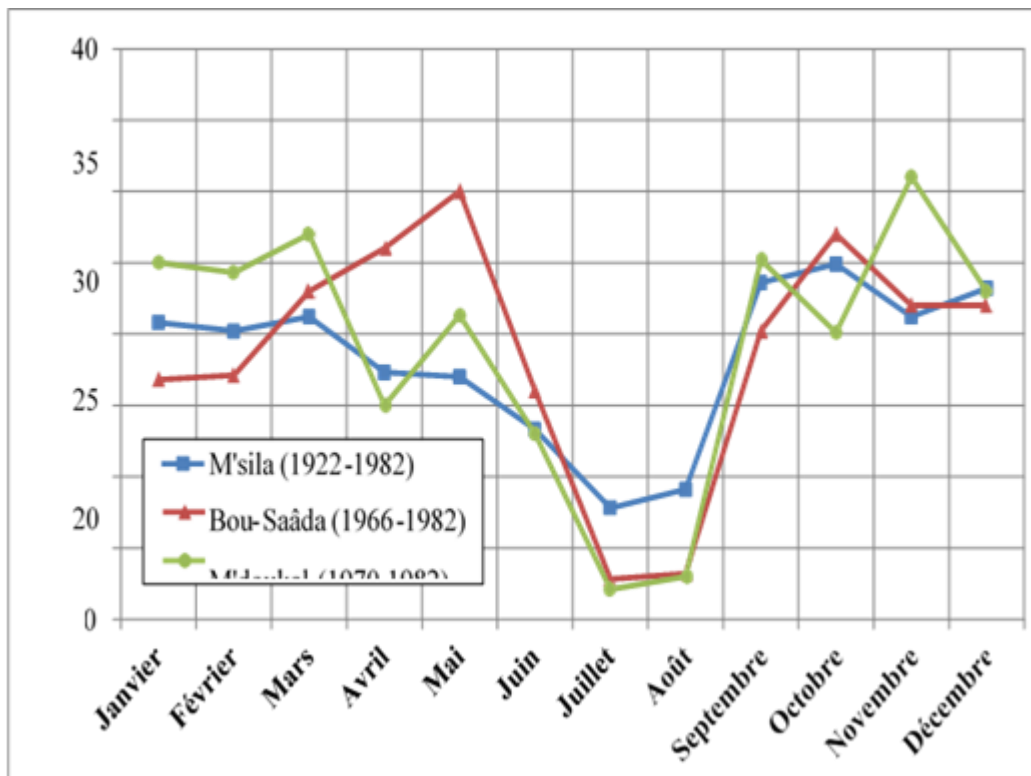
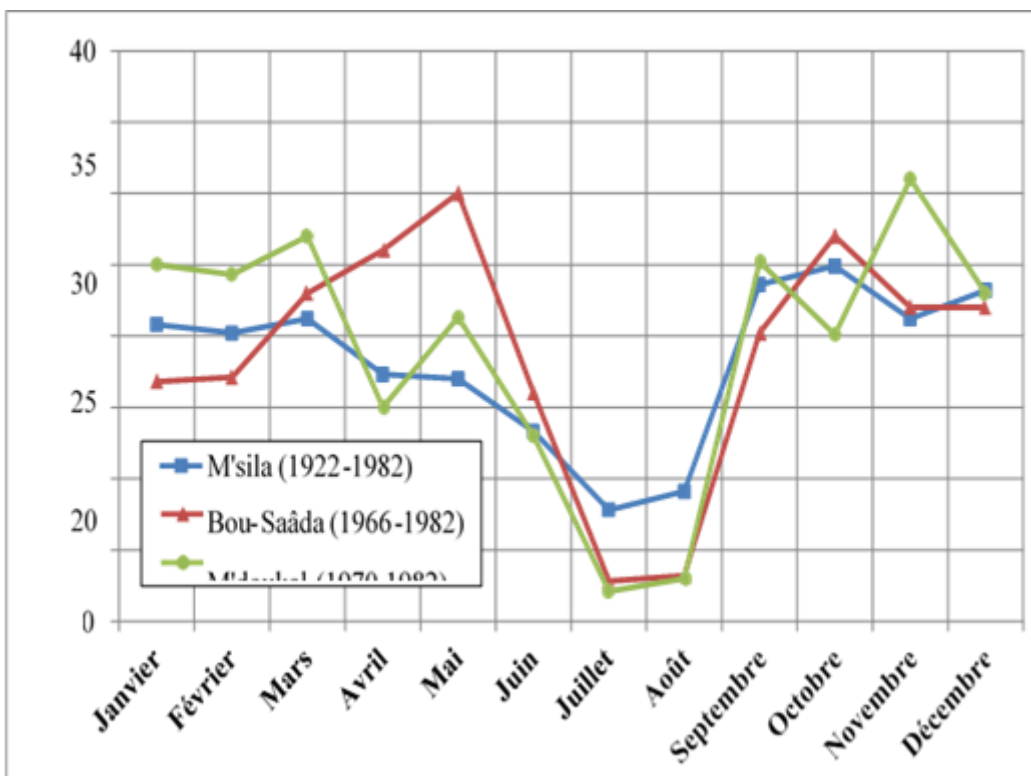


Figure II. 1 Relevé mensuel de température dans la wilaya de M'sila pour la période 1922 – 1982 (Kaabache, 1990 – cité par Khemissa et al., 2014).



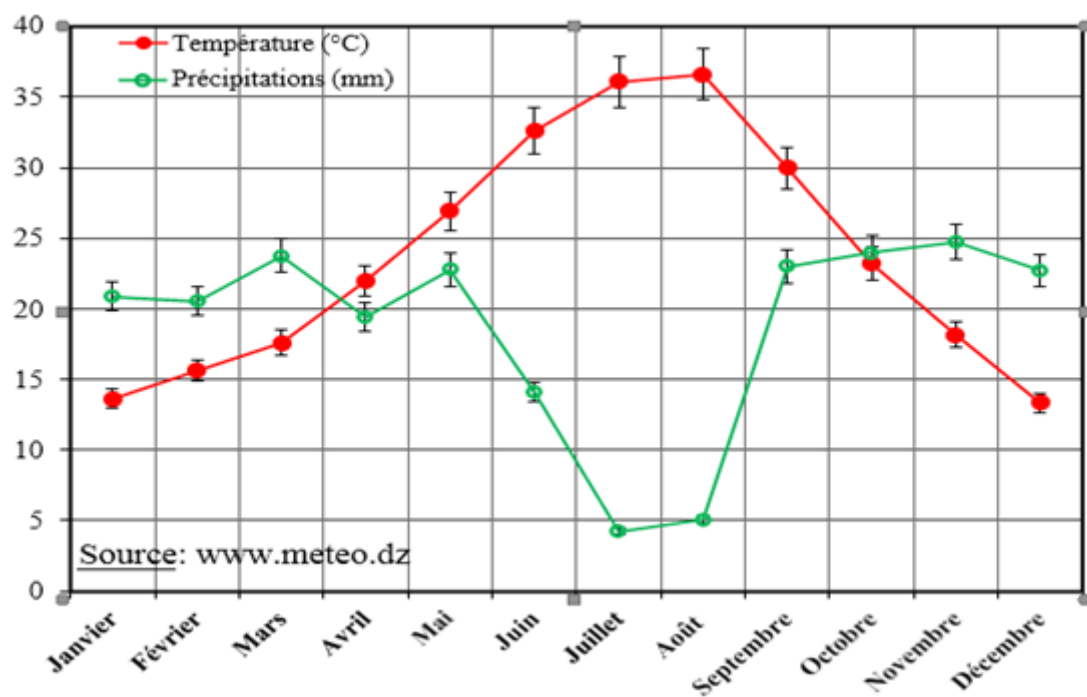


Figure II.3 :Météorologie typique de la wilaya de M'sila (données acquises en 2014 sur Sit météorologique de l'Algérie

Sidi Hadjeres



Noms	
Nom arabe	سيدي هجرس
Administration	
Pays	Algérie
Wilaya	M'Sila
Daïra	Ain el Hadjel ¹
Code ONS	2818
Démographie	
Population	6 686 hab. (2008 ²)
Géographie	
Coordonnées	35° 40' 19" nord, 4° 02' 07" est



Figure II.4 : Image satellite prise le 2021, (Source Google Earth)

Figure II.5 *Désordres provoqué par la variation volumique du sol de fondation site de Sidi-Aissa*

*fissuration dans les murs en maçonnerie,
dsoulèvement et rupture du carrelage,
ouverture du joint de dilatation,
détachement de mur*





LOCALISATION DU SITE

La commune de Sidi Hadjres est située sur la route nationale RN40 à 50 km à l'ouest de la ville de M'sila (figure 2.6). L'extension du site urbain de cette commune vers des zones à risque comporte la construction des nouveaux sièges de l'Assemblée Populaire Communale (APC), la Garde Communale (GC) et un centre culturel (CC). Ce site est situé sur un terrain plus au moins plat, dont le choix a été motivé notamment en raison de la disponibilité d'un nombre suffisant de carottes permettant de réaliser le programme expérimental défini.

Figure II.6 : Image satellite prise le 2021, (Source Google Earth

: Introduction :

Le traitement des sols est une technique qui s'est développée très rapidement en Europe et en Amérique, et qui est encore amenée à connaître une importante évolution. Facile à mettre

En œuvre, économique et efficace, elle permet d'éviter de lourds travaux de terrassement destinés à rejeter les sols inadéquats et à faire appel à des matériaux d'emprunt de qualité issus de carrières qui sont utilisés parfois dans le même but, et aussi d'éviter, de détériorer le réseau routier existant par le transport de ces matériaux d'emprunt.

Plusieurs auteurs ont tenté d'appliquer des techniques de stabilisation à ces sols par additifs; on cite parmi ces techniques la stabilisation des sols gonflants la chaux, et le ciment, les polymères, le sable.

Ce chapitre est consacré à l'étude au laboratoire de la stabilisation par l'utilisation de ciment que cette méthode possède énormément d'avantages notamment en ce qui concerne le coût, l'amélioration des propriétés des sols, la facilité d'exécution

III.16 Matériaux utilisés

III. 16. 1 Dosages en stabilisants considérés :

Les teneurs pondérales en ciment ou considérés pour le traitement simple sont 0 % pour l'échantillon témoin, 2 %, 4 %, 6 %, 8 %, 10 % et 12 % pour les échantillons traité

tableau II. 1 Composition de ciment matine

Le programme expérimental a été réalisé dans laboratoire du génie civil de l'université de M'sila.

Désignation	commerciale	MATINE
	Codifiée (norme)	CEM II/B 42,5 R (NA 442)
Propriétés physiques	Consistance normale de la pâte de ciment (%)	25 - 28,5
	Finesse Blaine ($\mu\text{m/m}$)	4150 - 5250
	Début de prise	140 - 195 min
	Fin de prise	195 - 290 min
	Retrait à 28 jours d'âge ($\mu\text{m/m}$)	< 1000
	Expansion (mm)	0,3 - 2,5
	Résistance à la compression à 28 jours (MPa)	•42,5
Propriétés chimiques	Pertes au feu (%)	7,5 - 12
	Résidus solubles (%)	0,7 - 2
	Teneur en Sulfates SO_3 (%)	2 - 2,7
	Teneur en Oxyde de Magnésium MgO (%)	1 - 2,2
	Teneur en Chlorures (%)	0,01 - 0,05
	Teneur en Silicates tricalciques C_3S (%)	55 - 62
	Teneur en alcalis (%)	0,5 - 0,75

Ce programme est réparti en deux parties :

Essais d'identifications

- L'analyse granulométrique (partamisage)
- L'analyse granulométrique (par sédimentométrie).
- Les limites d'Atterberg.
- L'essai au bleu deméthylène.

Essais mécaniques

- Essais Proctor modifier.
- Essais à la boîte de cisaillement directe
- Essais de compression simple

N.B : Les procédures expérimentales suivies dans chaque type d'essai ont été conformes au tantque possible aux méthodes d'essais en vigueu

III.17 Les essais d'identification

III. 17. 1 Granulométrie : (selon la norme NF P 94-057/1992)[14] :

L'analyse granulométrique permet de déterminer la distribution relative des diamètres des grains dans un sol. Elle comprend deux opérations:

- Tamisage (éléments de dimension $\geq 80 \mu\text{m}$).
- Sédimentométrie (éléments de dimension $< 80 \mu\text{m}$).

III. 17. 1. 1 **Principe de l'essai :** L'essai consiste à séparer par brassage sous l'eau, les grains agglomérés puis une fois séchée, à classer au moyen d'une série de tamis et à peser le refus cumulé sur chaque tamis, la masse cumulé.

(a) **Appareillage.**

- Balance
- Sérié des Tamis en mm (20-16-12,5-10-8-6,3-5,4-3,5-1-0,2-0,08).
- Un bac.
- Étuve.

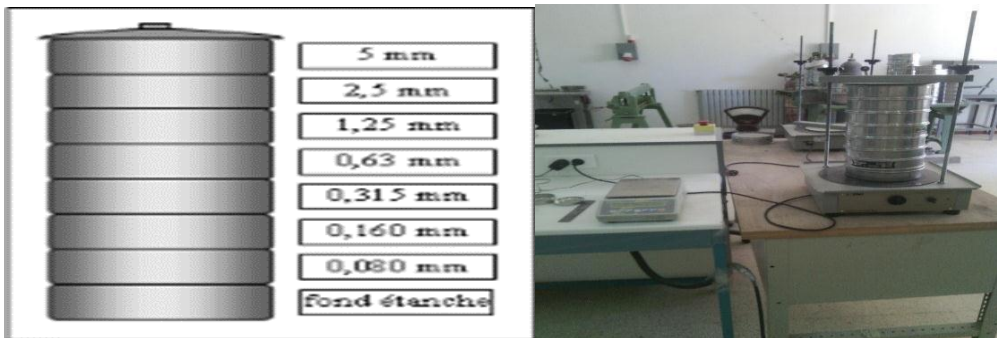


Figure II.7 Appareillage d'analyse granulométrique (tamisage).

(b) **Mode Opérateur :**

On place le bac de sol à l'étuve à 50°C pendant 24h.

Prélever 3 kg de matériau (la pris d'essai)

Imbiber cette quantité dans l'eau pendant 24h

Lavé le sol dans tamis 0.08 mm. Le passant utilisé pour la sédimentation et le refus utilisé pour analyse granulométrique.

Séché le refus dans l'étuve 24h et après séchage place dans la sérié des tamis et on secoue à la main.

On sort le matériau que l'on verse sur les tamis disposés comme dans l'appareillage et on secoue à la main ou au vibreur de tamis, il y aura un passage selon le diamètre des tamis. On enlève chaque tamis et mesure partiels.

III. 17. 2 Analyse Sédimentométrique (Norme NF P94-057)[14]

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

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

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

(a) Mode Opérateur

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

Figure II.8 L'essai de sédimentométrique



III. 17. 3 Détermination des Limites d'Atterberg (selon la norme NF P 94-051) [14]:

La consistance d'un sol peut varier dans de larges limites avec la quantité d'eau interstitielle que contiennent ses pores et l'épaisseur des couches d'eau adsorbées qui enrobent ses grains.

Les limites d'Atterberg sont des constantes physiques conventionnelles qui marquent les seuils entre le passage d'un sol de l'état liquide à l'état plastique (limite de liquidité) et le passage d'un sol de l'état plastique à l'état solide (limite de plasticité). Ces limites ont pour valeur la teneur en eau du sol à l'état de transition considéré, exprimée en pourcentage du poids du matériau sec. La différence entre la limite de liquidité et de plasticité qui définit l'étendue du domaine plastique est particulièrement importante, c'est l'indice de plasticité.

III. 17. 3. 1 Limite de liquidité (wL):

teneur en eau relativement élevée à laquelle le sol passe de l'état plastique à l'état liquide. (limite de liquidité à la coupelle).

Limite de plasticité (wP):

teneur en eau relativement faible à laquelle le sol passe de l'état solide à l'état plastique. (limite de plasticité du rouleau). La différence de teneur en eau entre les limites de liquidité et de plasticité représente l'indice de plasticité du sol: $I_p = wL - wP$

L'indice de plasticité est couramment utilisé pour mesurer l'argilosité. Il représente la plage de teneurs en eau d'un sol donné correspondant à un comportement plastique de ce sol. Ainsi, si l'indice de plasticité du sol est élevé, le sol est dit argileux et ses variations de volume peuvent être importantes en fonction de la modification de la teneur en eau du sol. La relation entre la teneur en eau à l'état naturel et les limites de liquidité et de plasticité traduit le comportement d'un sol.

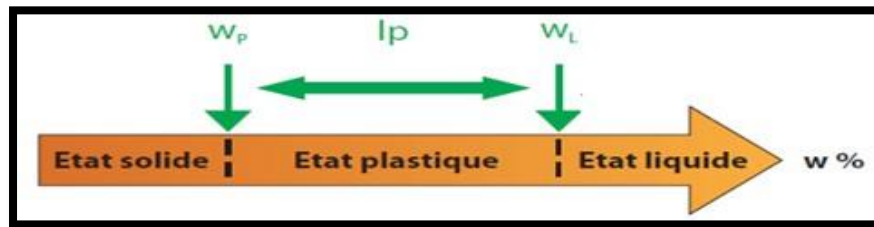


Figure II.9 Définition des Limites d'Atterberg.

Principe de détermination des limites d'Atterberg :

L'essai s'effectue en deux phases :

- Recherche de la teneur en eau pour laquelle une rainure pratiquée dans un sol placé dans une coupelle de caractéristiques imposées se ferme lorsque cette dernière et son contenu sont soumis à des chocs répétés.
- de la teneur en eau pour laquelle un rouleau de sol, de dimension fixée confectionné manuellement, se fissure.

(a) Appareillage :

Le matériel nécessaire à préparation du sol est distingué du matériel utilisé pour la détermination des limites.

Matériel pour la préparation du sol :

- Un récipient.
- Un bac
- Un tamis à la maille carrée de 400 μ m d'ouverture.

Matériel pour la détermination la limite de liquidité WL :

- Un appareil de Casagrande, Une balance, Une étuve, Des capsules ou boites de pétri, spatule, truelles.

Principe de détermination des limites d'Atterberg :

- L'essai s'effectue en deux phases :
-
- Recherche de la teneur en eau pour laquelle une rainure pratiquée dans un sol placé dans une coupelle de caractéristiques imposées se ferme lorsque cette dernière et son contenu sont soumis à des chocs répétés.
- de la teneur en eau pour laquelle un rouleau de sol, de dimension fixée confectionné manuellement, se fissure.

Appareillage :

Le matériel nécessaire à préparation du sol est distingué du matériel utilisé pour la détermination des limites.

Matériel pour la préparation du sol :

- Un récipient.
- Un bac
- Un tamis à la maille carrée de 400 μ m d'ouverture.

Matériel pour la détermination la limite de liquidité WL :

- Un appareil de Casagrande, Une balance, Une étuve, Des capsules ou boites de pétri, spatule, truelles.

Matériel pour la détermination la limite de plasticité WP :

- Une plaque lisse en marbre pour le malaxage et la confection des rouleaux de sol.
- Des capsules ou boites de pétri, des spatules, Une balance, Une étuve.

Préparation du sol :

III. 17. 3. 2 Principe de détermination des limites d'Atterberg :

L'essai s'effectue en deux phases :

- Recherche de la teneur en eau pour laquelle une rainure pratiquée dans un sol placé dans une coupelle de caractéristiques imposées se ferme lorsque cette dernière et son contenu sont soumis à des chocs répétés.
- la teneur en eau pour laquelle un rouleau de sol, de dimension fixée confectionné manuellement, se fissure.

(a) Appareillage :

Le matériel nécessaire à préparation du sol est distingué du matériel utilisé pour la détermination des limites.

(b) Matériel pour la préparation du sol :

- Un récipient.
- Un bac
- Un tamis à la maille carrée de 400 μ m d'ouverture.

(c) Matériel pour la détermination la limite de liquidité WL :

- Un appareil de Casagrande, Une balance, Une étuve, Des capsules ou boites de pétri, spatule, truelles.

(d) Matériel pour la détermination la limite de plasticité WP :

- Une plaque lisse en marbre pour le malaxage et la confection des rouleaux de sol.
- Des capsules ou boites de pétri, des spatules, Une balance, Une étuve.

(e) Préparation du sol :

- Imbiber dans un récipient d'eau à la température ambiante, pendant au moins **24H**, une masse de matériau.
- Tamiser par voie humide au tamis de **400 µm**.
- Recueillir l'eau de lavage et le tamisât dans un bac.
- Siphonner le mélange sol-eau après une décantation au moins **12 Heures**.
- Evaporer l'eau excédentaire à une température ne dépassant pas **50°C**.
- Homogénéiser par malaxage à la truelle du mortier.

III. 17. 4 Détermination de la Limite de Plasticité au rouleau :

- ✓ Former une boulette à partir de la pâte préparée
- ✓ Rouler la boulette sur une plaque lisse à la main ou éventuellement à l'aide d'une plaquette, de façon à obtenir un rouleau qui aminci progressivement jusqu'à ce qu'il atteigne un diamètre de **3 mm** et une longueur d'environ **10 cm** et ne doit être creux.
- ✓ La limite de plasticité est obtenue lorsque, simultanément, le rouleau se fissure et que son diamètre atteint **3 mm ± 0.5 mm**.
- ✓ Si aucune fissure n'apparait, le rouleau réintégré à la boulette et reformer à nouveau.
- ✓ Prélever, une fois les fissures apparues, la partie centrale du rouleau, et placer la dans une capsule de masse connue, la peser immédiatement et l'introduire dans l'étuve, afin de déterminer sa teneur en eau.
- ✓ Effectuer un deuxième essai sur une nouvelle boulette.



Figure II.10 Limite de Plasticité

III. 17. 5 Valeur de bleu de méthylène :(selon la norme AFNOR (NF P 94068)[14]:

La valeur de bleu de méthylène (MB) est une autre mesure de l'argilosité. Ce paramètre représente la quantité de bleu de méthylène nécessaire pour saturer une suspension de sol dans de l'eau, soit,

en d'autres termes, la quantité de bleu pouvant s'adsorber sur les particules du sol. Etant donné que ce sont les particules argileuses ($< 2 \mu\text{m}$) qui ont la plus grande capacité d'adsorber le bleu de méthylène, on a donc par cet essai une estimation globale de la quantité et de l'activité des argiles contenues dans le sol.

(a) Appareillage :

Bicher. Éprouvette graduée. Agitateur. Papier filtre. Tige en verre. Chronomètre. Balance. Tamis 5mm.

Préparation de l'échantillon

- **500 ml** d'eau distillée.
- **60g** d'argile

(b) Mode opératoire.

- ✓ On mélange **60g** d'argile sèche et **500 ml** l'eau distillée par l'agitateur
- ✓ On fixe la vitesse de l'agitateur en **700 tour/min** pendant **5 min**.
- ✓ On injecte dans le récipient, au moyen d'un éprouvette gradué, des doses successives de bleu de méthylène qui déjà préparé.
- ✓ Chaque addition est suivie du test à la tâche, en prélevant à l'aide d'une tige en verre une goutte, la goutte est disposée sur le papier filtre.
- ✓
- ✓ Il se forme une tache composée d'un dépôt centrale colorée en bleu foncé entourée d'une auréole, sur le papier filtre.
- ✓ Si au bout des **5 minutes** on voit réapparaître l'auréole humide, on injecte une autre dose de solution de bleu de méthylène.
- ✓ On procède ainsi jusqu'à ce que le test devienne positif.
- ✓
- ✓ Note le volume total de solution de bleu de méthylène qui a été injecté.

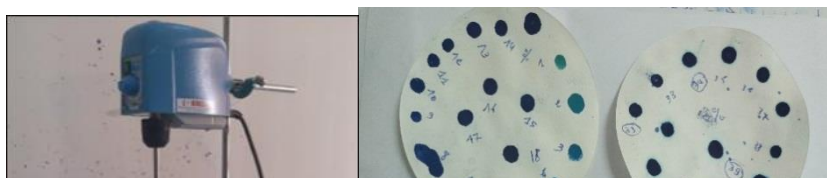
Figure 2.6 : Essai de VBS

III.18 Essai Mécanique :

III. 18. 1 Le Compactage : Proctor Proctor modifié (NF94-093) [[15]

: Le compactage de sol vise à améliorer les propriétés géotechnique des sols. Le choix de l'intensité de compactage est fait en fonction de la surcharge que va subir l'ouvrage au cours de sa durée de vie .

III. 18. 1. 1 : Le principe de ces essais :



Forte résistance souhaitée, du type chaussée autoroutière

Le compactage est fonction de quatre principales variables :

- La masse volumique de sol sec.
- La teneur en eau.
- L'énergie de compactage
- Le type de sol (étalement granulométrique, présence de minéraux argileux.

Consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneur en eau et à le compacter pour chacune teneur en eau. Les caractéristiques de compactage Proctor d'un matériau sont déterminées à partir d'essais dit essais Proctor normal ou Proctor modifié. Les deux essais sont identiques dans leur principe, seules diffèrent les valeurs des paramètres qui définissent l'énergie de compactage appliquée.

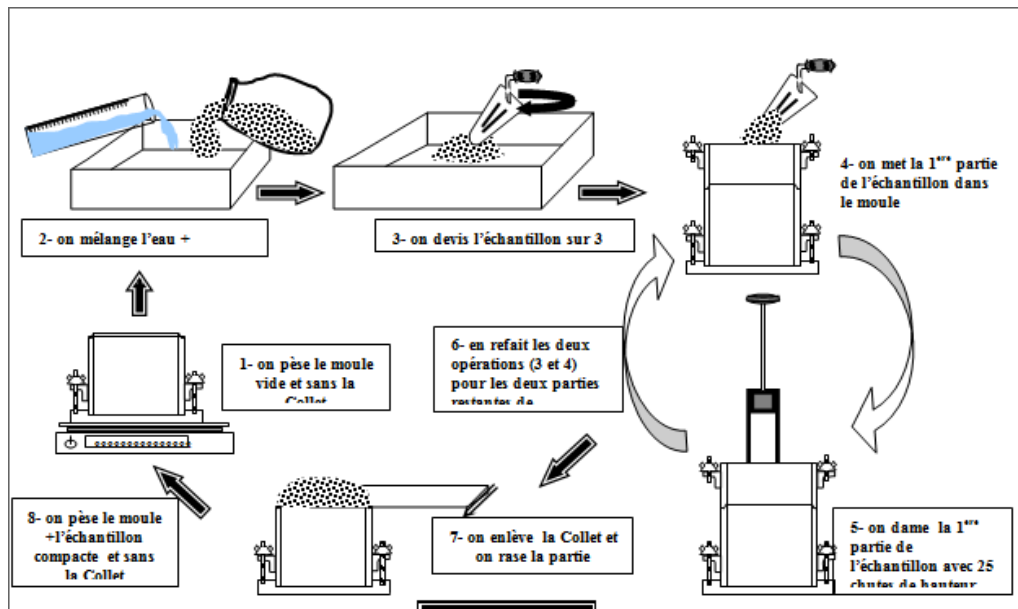
Matériel Nécessaire :

- Moule Proctor MODIFIÉ
 - Dame Proctor modifié
 - Règle à araser
 - Bacs d'homogénéisation pour préparation du matériau
 - Tamis **5 mm**
- Truelle
- spatule
- pinceau
 - Burette à huile
 - Eprouvette graduée 150 ml environ
 - Petits récipients (mesures des teneurs en eau)
 - Balance portée 20 kg et Etuve 105°C.

Préparer le mélange du sol :

Le matériau doit être mis dans l'étuve jusqu'à un état hydrique jugé suffisamment sec pour commencer l'essai. une certaine quantité d'eau est malaxé avec le matériau ; on mélange doucement avec

une pelle, après le mélange, le matériau est conservé dans une boîte ou un sac hermétique au moins de



Mode Opérateur :

Figure II.11 Modalités d'exécution pour les essais Proctor normal et modifié

Proctor normal		
Caractéristiques de l'essai	Moule Proctor	Moule CBR
Masse de la dame	2 500 g	2 500 g
Diamètre de la dame	50 mm	50 mm
Hauteur de chute	305 mm	305 mm
Nombre de couches	3	3
Nombre de coups par couche	25	56
Masse par couche	650 g	1 700 g

25 coups/couche
3 x 25

Moule Proctor

56 coups/couche
3 x 56

Moule CBR

Dame Proctor normal

Proctor modifié		
Caractéristiques de l'essai	Moule Proctor	Moule CBR
Masse de la dame	4 500 g	4 500 g
Diamètre de la dame	50 mm	50 mm
Hauteur de chute	457 mm	457 mm
Nombre de couches	5	5
Nombre de coups par couche	25	56
Masse par couche	400 g	1 050 g

25 coups/couche
5 x 25

Moule Proctor

56 coups/couche
5 x 56

Moule CBR

Dame Proctor modifié



[15]

Figure II.12 Matériel Utilisé pour essai Proctor

III. 18. 2 Essai de Cisaillement Direct (NF P 94-071-1) :

But de l'essai :

Détermination des paramètres de résistance au cisaillement des sols et principalement la cohésion et l'angle de frottement dans le cas d'essai.

III. 18. 2. 1 Principe de la méthode : L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement constituée de 2 demi-boîtes indépendantes. L'essai est réalisé sur au minimum 3 éprouvettes en augmentant à chaque fois la contrainte normale appliquée.

Appareillage.

- ✓ Le bâti.
- ✓ La boîte de cisaillement.
- ✓ Le dispositif d'application de l'effort normal sur l'éprouvette.
- ✓ Le dispositif produisant le déplacement relatif horizontal entre Ses deux demi-boîtes.

Le système de mesurage des efforts, des déplacements et du temps.

- ✓ Demi-boîtes inférieure et supérieure.
- ✓ Fond et couvercle.
- ✓ Pierres poreuses.
- ✓ Plaques striées (drainantes ou non).

✓ Vis de montage des demi-boîtes.

La vitesse de déplacement de la demi-boîte inférieure est assuré par une boîte de vitesses. La vitesse choisie pour vos essai est de **0.9mm/min**.



Figure II.13 Appareille de cisaillement direct

Mode opératoire :

- ✓ Les vis de fixation de l'anneau dynamométrique doivent être des-serrées.
- ✓ Assembler les 2 demi-boîtes puis placer le fond, une pierre drainante et ,une plaque striée.
- ✓ Prélever avec la trousse coupante un échantillon de sol, le peser. Cette pesée peut servir à calculer la masse volumique du sol.
- ✓ Placer l'échantillon dans la boîte.
- ✓ Tasser légèrement l'échantillon avec le pilon (cette opération sera effectuée si le sol a été prélevé en profondeur).
- ✓ Compléter le montage de la boîte avec la plaque striée supérieure, la pierre poreuse et le couvercle.
- ✓ Placer la boîte dans le bâti, la demi-boîte supérieure étant solidaire de l'anneau dynamométrique de mesure de l'effort de cisaillement **T**.
- ✓ Amener le système de mise en charge verticale au droit de la boîte visser le doigt de mise en charge de manière à assurer le contact avec le couvercle.
- ✓ Placer une charge sur le plateau.
- ✓ abaisser le plateau pour libérer cette charge, alors commence la consolidation du sol.
- ✓ Serrer les vis de fixation de l'anneau dynamométrique de manière à combler les jeux.
- ✓ Retirer les vis d'assemblage de la boîte.
- ✓ Mettre en route, l'essai commence. Il faut en général relever la valeur indiquée par l'anneau dynamométrique toutes les **15 secondes**.
- ✓ L'essai peut s'arrêter automatiquement.

éalisation de l 'essai

L'essai comporte le cisaillement d'au moins trois éprouvettes de mêmes dimensions, préparées dans Les mêmes conditions, cisailées a la même vitesse mais soumises a des efforts verticaux différents (1bar , 2bar et 4bar).

III. 18. 3 Mise en place

Placer le piston muni de sa plaque drainante sur le sommet de L'éprouvette.

-Noter, après fixation du système de mesure de l'effort de cisaillement horizontal (T), et avant application de tout effort, la valeur d'origine du capteur de l'effort (T).

- Régler la position du capteur de mesure du déplacement relatif horizontal entre les deux demi- boties et noter la valeur d'origine.
- Positionner le capteur de mesure du déplacement vertical du piston par rapport à un repère fixe et noter la valeur d'origine.
- Appliquer l'effort (N) sur la partie supérieure du piston.
- Mesurer le déplacement vertical du piston S_h en fonction du temps.

III. 18. 4 L'essai de compression simple (NF P 94-077)[16]

III. 18. 4. 1 Définition

S'exécute sur des échantillons cylindriques d'élanement compris entre deux et trois, il est conseillé d'utiliser des éprouvettes de $\varnothing = 50$ mm.

III. 18. 4. 2 Principe

Cet essai consiste à appliquer un effort de compression à un échantillon reposant sur une surface indéformable. Cette sollicitation provoque un écrasement de l'éprouvette. On mesure simultanément les contraintes et déformations au cours de l'essai.

La norme définit entre autre

- La contrainte de rupture
- La contrainte au seuil d'écoulement
- La déformation à la rupture
- La déformation au seuil d'écoulement

Pour obtenir des résultats comparatifs en compression il est nécessaire d'employer des éprouvettes de forme, de dimensions et de mode d'obtention identiques, et de les soumettre à des essais dans des conditions bien définies de traitement préalable, de température, d'humidité et de vitesse de mise en charge.



CHAPITRE (III)

Présent et analyse des résultats d'essais

III.19 Introduction

Ce chapitre regroupe l'ensemble des résultats de l'essai réalisé sur le sol étudié et leur interprétation, il est organisé sous forme de deux parties :

Une premier partie concernant le sol non traité, qui comporte les essais d'identification (analyse granulométrie et par sédimentaire, limites d'Atterberg, l'essai au bleu de méthylène, l'essai mécanique (Proctor modifié, cisaillement direct et enfin compression simple).

Une deuxième partie portant sur le sol traité a différant teneur en ciment et différent classe, qui regroupe des essais physiques (bleu de méthylène, limite d'Atterberg) et de essai mécaniques (Proctor modifier, cisaillement direct, compression simple).

Les interprétations des résultats seront décrites à la fin de chaque partie du sol trai

III.20 Résultats DES essais

III. 20. 1 les essais d'identification

III. 20. 1. 1 LA granumetrique PAR TAMISSAG

Tableau III. 1.Analyse granulométrique par tamisage de l'essai

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât en (%)
5	7.12	7.12	27.59	98.57
2.5	10.71	17.83	41.51	97.85
1.25	15.29	33.12	59.26	96.94
0.63	18.96	52.08	73.48	96.20
0.315	21.67	73.75	83.99	95.66
0.16	23.82	97.57	92.32	95.23
0.008	25.60	123.17	99.22	94.88

Tableau III. 2.Récapitulation des essais de l'analyse granulométrique

Tamisât en (%)							
Tamis (mm)	Essai 01	Essai 02	Essai03	Essai 04	Essai 05	Essai 06	MOY-EN
5	98.57	98.86	98.82	98.52	98.07	98.23	98.69
2.5	97.85	98.17	98.06	97.68	97.37	97.87	97.94
1.25	96.94	97.51	97.38	96.76	94,87	96.87	97.14
0.63	96.20	96.96	96.91	95.99	93,23	96,2	96.51
0.315	95.66	96.59	96.60	95.44	92,07	95,7	96.07
0.16	95.23	96.38	96.43	94.96	91,57	95,47	95.75
0.008	94.88	96.11	96.13	94.68	91,57	95,23	95.45

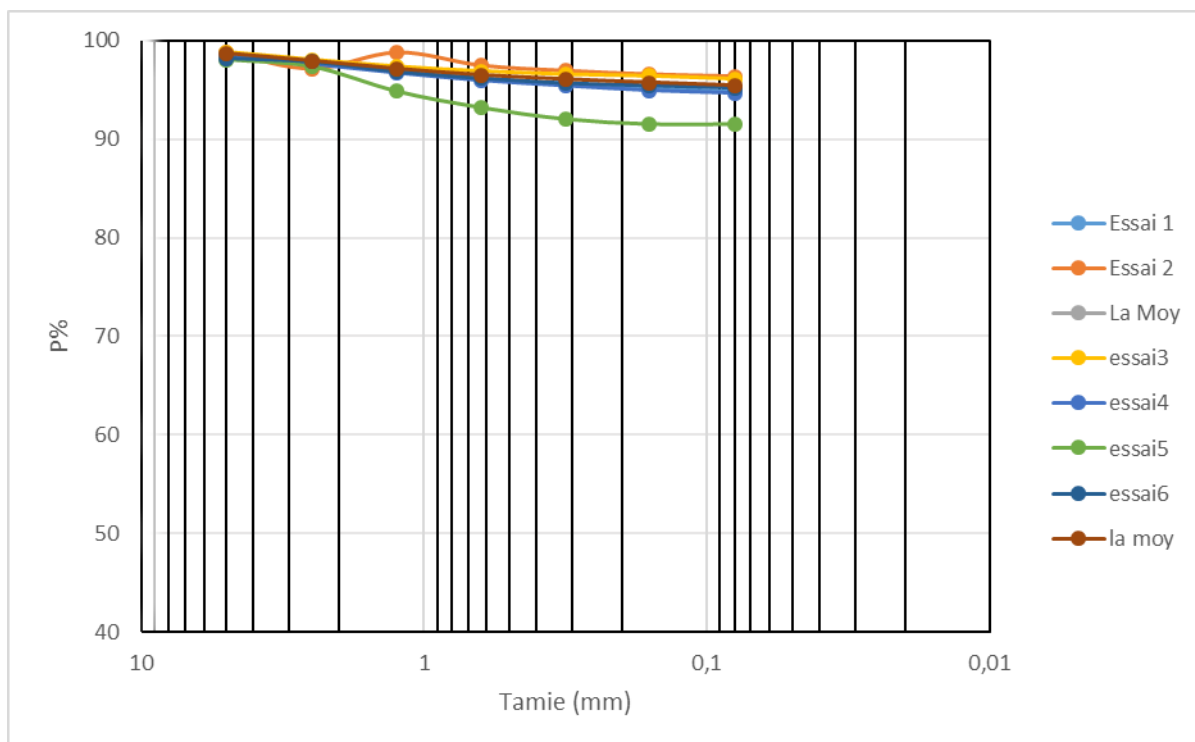


Figure III. 1Présente les courbes des essais d'analyse granulométrique par tamisage

Tableau III. 3.Analyse granulométrique par sédimentométrie l'essai

Temps de lecture (minutes)	Lecture densimètre sommet du ménisque R	Température C°	Correction temps	Lecture corrigé	Diamètre(u)	Tamisât par rapport à l'échantillon total P.p.
0.5	20	22.5	-0.480	20.48	80	94.88
1	20	22.5	-0.480	20.48	75	94.88
2	20	22.5	-0.480	20.48	55	94.88
5	20	23	-0.580	20.58	38	94.88
10	19.5	23	-0.580	20.08	25	92.57
20	19	23	-0.580	19.58	17	90.27
40	18	23	-0.580	18.58	12	85.66
80	16	24	-0.790	16.79	8	76.63
240	15	25	-1.020	16.02	5	72.31
1440	10	25	-1.020	11.02	2	49.74

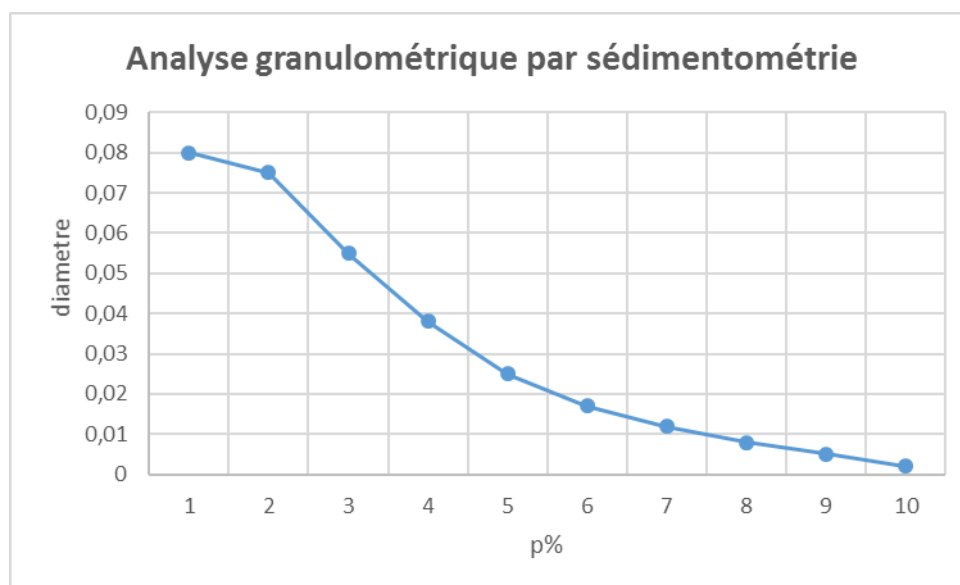


Tableau III. 4.Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique (tamisage et sédimentométrie)

Tamis (mm)			
	Essai 1	Essai2	La Moy
5	98,57	98,86	98,715
2,5	97,85	97,17	97,51
1,25	96,94	98,86	97,9
0,63	96,2	97,51	96,855
0,315	95,66	96,96	96,31
0,16	95,23	96,59	95,91
0,08	94,88	96,38	95,63
0,075	94,88	96,11	95,495
0,055	94,88	93,97	94,425
0,038	94,88	91,83	93,355
0,025	92,57	90,93	91,75
0,017	90,27	87,7	88,985
0,012	85,66	83,69	84,675
0,008	76,63	77,13	76,88
0,005	72,31	66,88	69,595
0,002	49,74	53,94	51,84

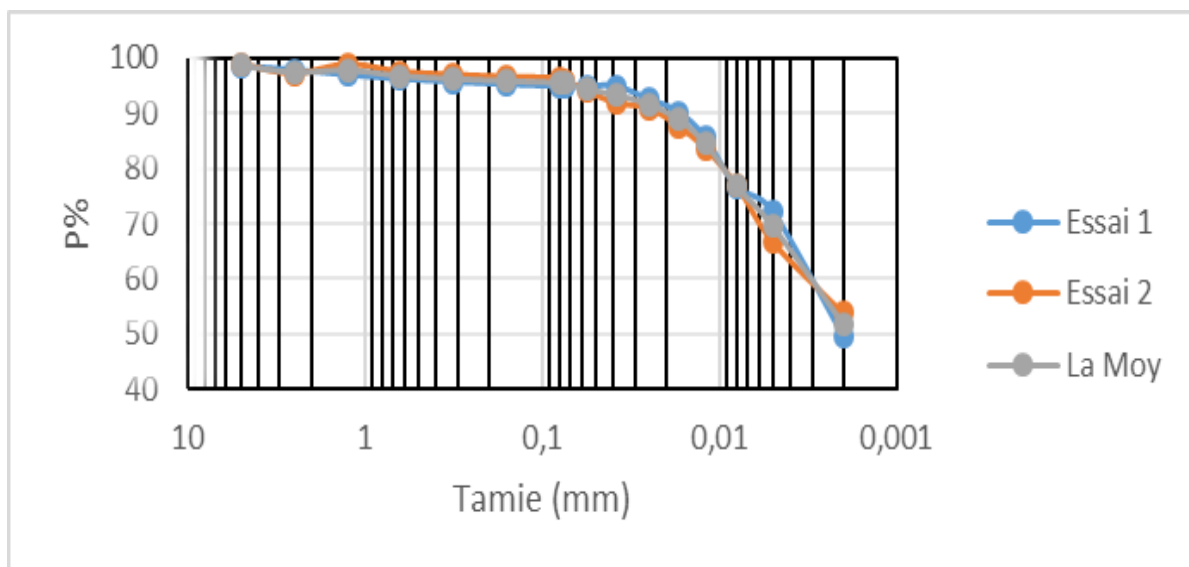


Figure III. 2 Courbe d'analyse granulométrique (tamisage et sédimentométrie)

III. 20. 1. 2 LIMITE DATERBARGE

Tableau III. 5. Les résultats de limite de liquidité sol naturel

ESSAU 01								
	2		3		4		5	
NOM DE TARRE	1	4	5	6	7	8	F	16
MASSE DE TARRE	10,24	10,08	10,19	10,07	10,24	10,24	13,81	13,02
NOMBRE DE COUPS	26		30		20		19	
MASSE HUMIDE	17,5	17,45	16,69	17,03	17,74	19,63	22,86	22,98
MASSE SECE	14,4	14,24	13,93	14,03	14,47	15,57	18,99	18,63
MASSE DE LEAUX	3,1	3,21	2,76	3	3,27	4,06	3,87	4,35
WL %	74,51923	77,16346	73,79679	75,75758	77,30496	76,17261	74,71042	77,54011
WL % MOYEN	75,84134615		74,7771836		76,73878621		76,12526583	
WL	75,625							

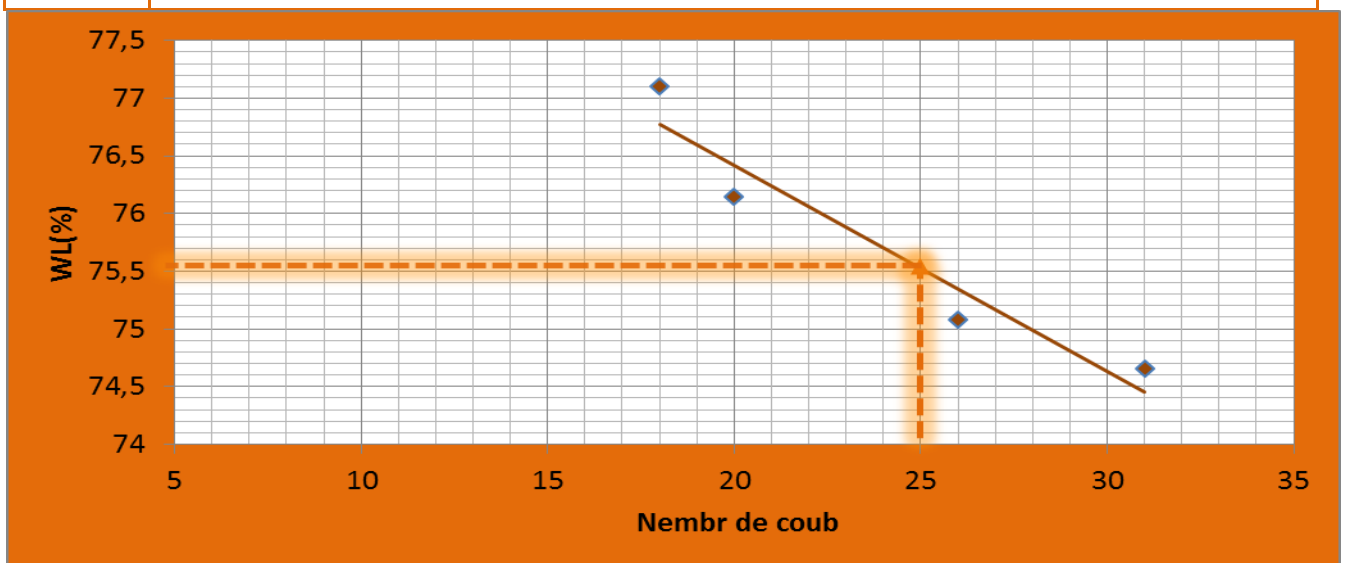


Figure III. 3 La courbe de limite de liquidité du sol natur

Tableau III. 6.Récapitulatif des résultats des limites d'atterberg traité ciment

	Essai 01	Essai 02	Essai 03	Essai 04	Essai 05	Essai 06	MOYEN WL(%)
0%	75,625	79,211	80,6	82	79	77	78,906
2%	74,332	77,224	79,876	81,6	78,212	76,3	77,924
4%	71,862	74,133	78,022	78,4	77,123	75,2	75,79
6%	68,331	71,211	76,789	76,223	75,634	72,2	73,398
8%	67,032	66,872	73,8	74,321	74,012	69,9	70,9895
10%	65	64	71,678	71,123	71,235	67,21	68,3743333
12%	64,891	62,493	69,432	68,432	69,568	65,753	66,7615

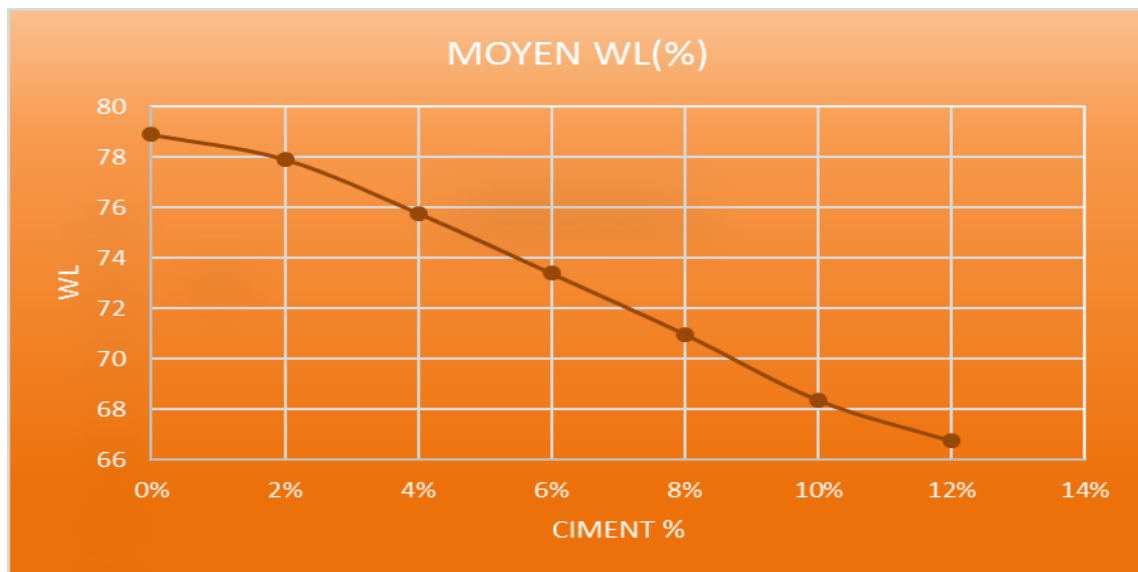


Figure III. 4la courbe de limite de liquidité du sol traité ciment



Figure III. 5Histogramme de limite liquidité en fonction des différents teneurs en ciment

Tableau III. 7. Les résultats de limite de plasticité du sol nature

	ESSAI 01 0% SOL NATUREL											
	1		3	4		5		7		8		
NOM DE TARRE	A	B	E	G	I	K	S	Z	ح	ت	ك	
MASSE DET	12,65	12,55	10,1	12,56	8,59	13,7	3,71	10,23	20,74	20,68	24,07	
MASSE HUMIDE	13,76	13,04	10,7	13,44	9,13	14,42	4,6	11,06	21,52	21,11	24,88	
MASSE SEC	13,49	12,91	10,56	13,2	8,99	14,23	4,36	10,85	21,33	20,99	24,66	
M	0,27	0,13	0,14	0,24	0,14	0,19	0,24	0,21	0,19	0,12	0,22	
W	32,1429	36,1111	30,435	37,5	35	35,849	36,923	33,871	32,203	38,71	37,288	
W%MOYEN	34,12698413		30,435	36,25		36,38606676		33,03717879		37,99890651		
WP	34,76303085											

Tableau III. 8.Récapitulatif des Resultat Limite de plasticité (Wp)

2

ciment %	Essai 01	Essai 02	Essai 03	Essai 04	Essai 05	Essai 06	MOYEN WP(%)
0%	34,761	36,022	40,013	40,9	39,21	36	37,818
2%	38,432	39,094	41,521	41	40,31	38,1	39,743
4%	40,772	40,637	43,643	44,345	42,45	39,2	41,841
6%	42,367	45,218	45,785	46,732	43	40	43,850
8%	45,243	47,0231	48,456	47,987	46,012	43,9	46,437
10%	48,044	48,932	49,012	49,01	48,2	45,2	48,066
12%	49,804	50,025	51	51	49	47,021	49,642

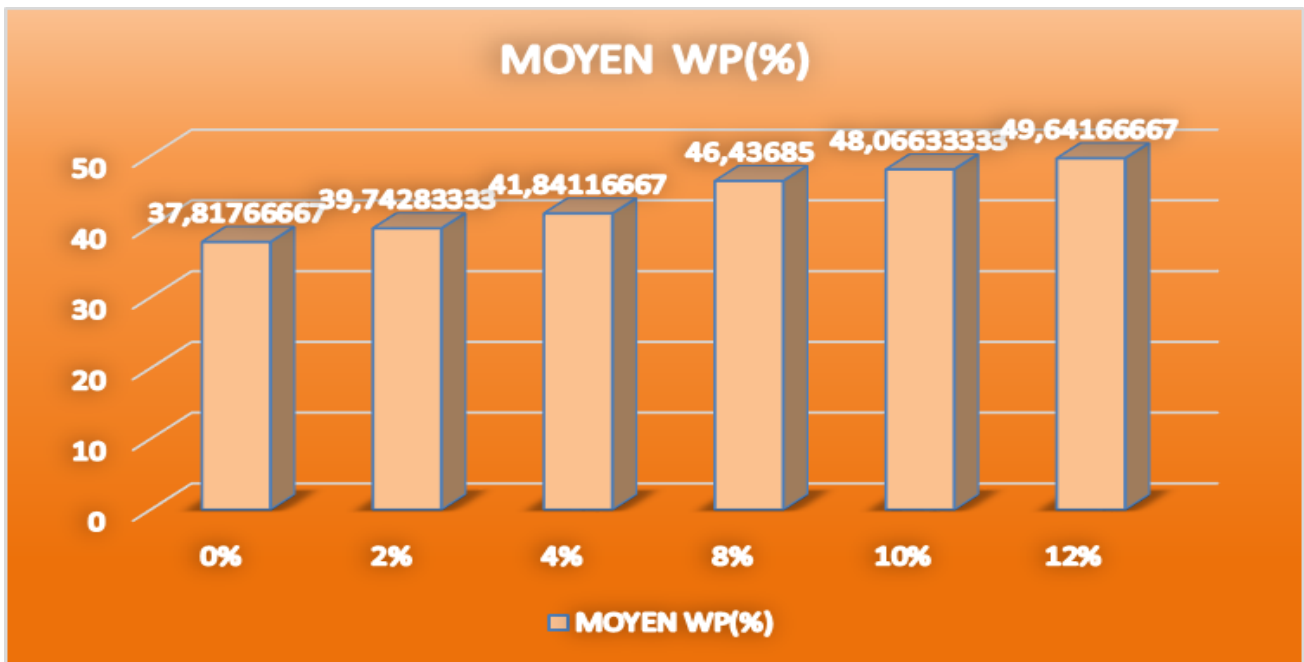


Figure III. 6Histogramme de limite de plasticité en fonction des différents teneurs en ciment



Figure III. 7 la Corps résultat Limite de plasticité

Tableau III. 9.Récapitulatif des résultats des essais de limit d'atterberg.

ciment %	wp	Wles	IP
0%	37,818	78,906	41,088
2%	39,743	77,924	38,181
4%	41,841	75,79	33,949
6%	43,850	73,398	29,548
8%	46,437	70,9895	24,553
10%	48,066	68,3743333	20,308
12%	49,642	66,7615	17,120

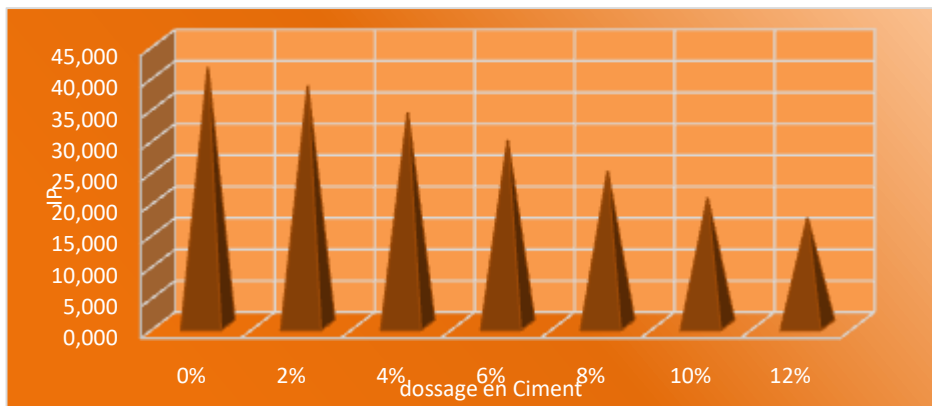


Figure III. 8Histogramme l'indice de plasticité en fonction des différents teneurs en ciment

Tableau III. 10.L'essai au bleu deméthylène.

	MASS DE maté- riaux	VOLUME DZ LA SOLUTION (cm ³)	VBS(g/cm ³)	LA SURFACE specifique (m ² /g)
0%	30	310	10,33333333	
2%	30	300	10	
4%	30	290	9,66666667	
6%	30	280	9,33333333	
8%	30	260	8,66666667	
10%	30	200	6,66666667	
12%	30	170	5,66666667	

Résultat de VBS

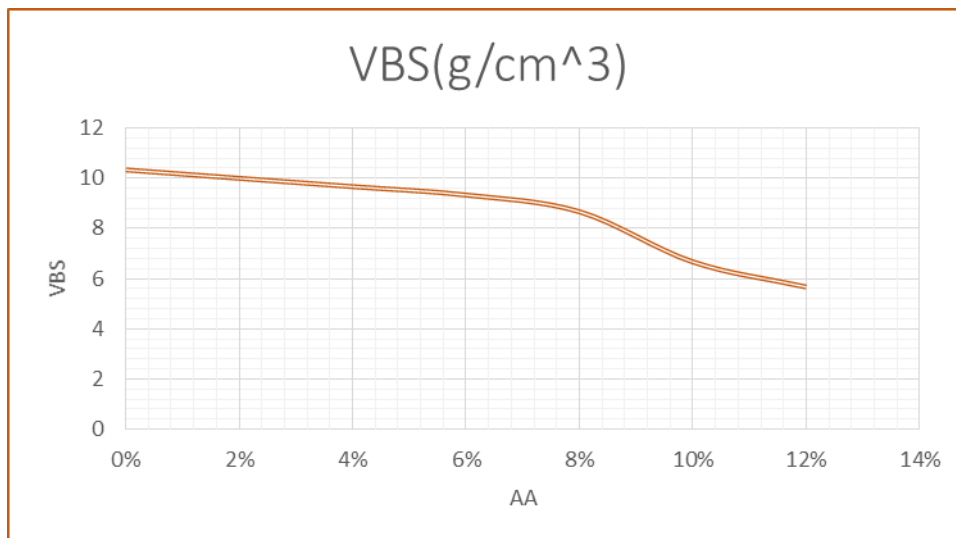


Figure III. 10Nuage de point VBS en fonction des différents teneurs en ciment

Tableau III. 11Récapitulatif des Resultat de bleu deméthylène

Colonne1	Essai 01	Essai 02	Essai 03	Essai 04	Essai 05	Essai 06	MOYEN VBS
0%	10,333	10,666667	11,2	11	10,9	10,5	10,767
2%	10,000	10	10,8	10,7	10,1	10	10,267
4%	9,667	9,6666667	9,9	9,5	9,6	9,745	9,680

6%	9,333	9	9	9,1	8,81	9	9,041
8%	8,667	8,6666667	8,89	8,6	8,1	8,4	8,554
10%	6,667	8	7,9	7	7,2	6,9	7,278
12%	5,667	7,33333333	7,2	6,8	6,3		6,660

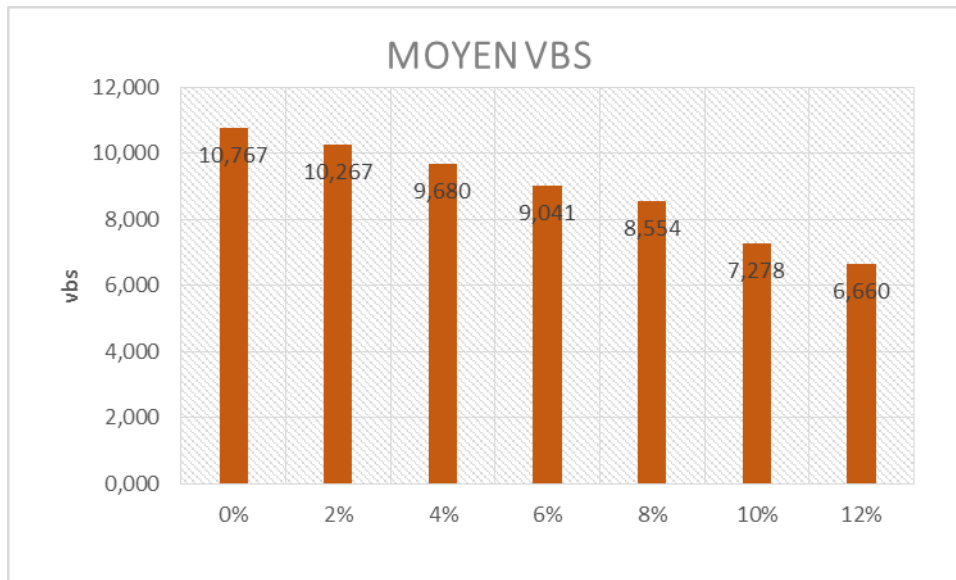


Figure III. 11Histogramme de VBS en fonction des différents teneurs en ciment

Avant le traitement :
 Sol naturel :0%
 $8 < VBS=10.767$

après le traitement :
 sol traite :6%
 $VBS=6.66$

sol très argileux

III. 20. 2 Essais mécaniques

III. 20. 2. 1 Essais Proctor modifier.

Tableau III. 12 Résultats de essai de compactage le sol naturel (d'après Motasem A.T & Hadjadj T.).

sol naturel										
Eau	12%		14%		16%		18%		20%	
N: tare	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
masse de tare(g)	21.02	20.34	8.68	8.43	27.31	20.87	12.28	11.42	26.46	26.50
masse (solhumide+tare)										
(g)	46.10	44.90	33.14	27.32	48.7	41.77	36.93	38.13	51.73	45.17
masse (solsec+tare)										
(g)	43.01	41.98	29.70	24.83	45.78	38.82	32.88	33.69	47.19	41.92
masse de d'eau(g)	3.09	2.92	3.44	2.49	2.93	2.95	4.05	4.44	4.54	3.25
masse de sol sec(%)	21.99	21.64	21.02	16.40	18.47	17.95	20.60	22.27	20.73	15.4
w(%)	14.0	13.494	16.365	15.183	15.864	16.435	19.660	19.937	21.901	21.07
W moyen(%)	13.773		15.774		16.149		19.799		21.489	
volume de moule (cm)	935.890									
poids de moule(g)	2140.700									
	3872.090		3959.760		3950.190		4001.190		3975.040	
poids sol	1731.390		1819.060		1809.490		1860.490		1834.340	
Yh	1.850		1.944		1.933		1.988		1.960	
Yd	1.626		1.679		1.665		1.659		1.613	

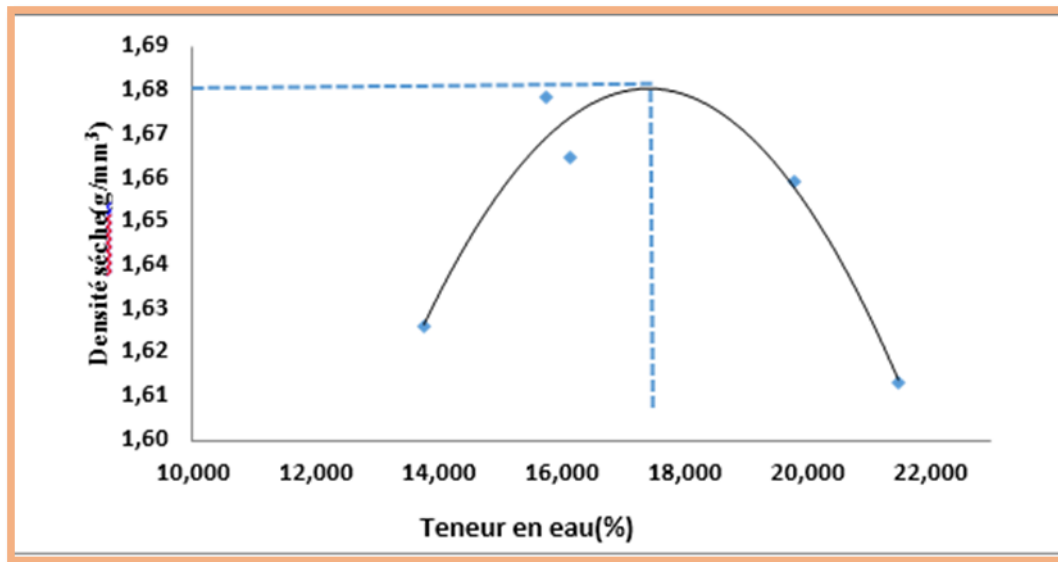


Figure III. 12 courbe Proctor de sol naturel(d'après Motasem A.T & Hadjadj T.).

Tableau III. 13. résultats d'essai de compactage d'un sol traité par cimente matine. (d'après Motasem A.T & Hadjadj T.).

		12%	14%	16%	17%	20%
sol naturel	Wopt	13.77	15.77	16.14	19.79	21.48
	γ_d	1.62	1.67	1.66	1.65	1.61
2%	Wopt	16.847	18.847	20.495	22.363	24.288
	γ_d	1.652	1.683	1.660	1.577	1.537
4%	Wopt	16.454	18.851	21.238	24.199	26.568
	γ_d	1.657	1.699	1.633	1.546	1.493
6%	Wopt	15.677	18.896	19.120	21.565	23.018
	γ_d	1.703	1.709	1.699	1.653	1.610
8%	Wopt	14.903	18.952	19.325	20.331	22.611
	γ_d	1.710	1.715	1.701	1.669	1.629
10%	Wopt	17.657	19.406	20.115	21.697	22.010
	γ_d	1.685	1.721	1.702	1.673	1.650
12%	Wopt	16.105	19.662	20.065	22.945	25.056
	γ_d	1.704	1.722	1.694	1.639	1.599

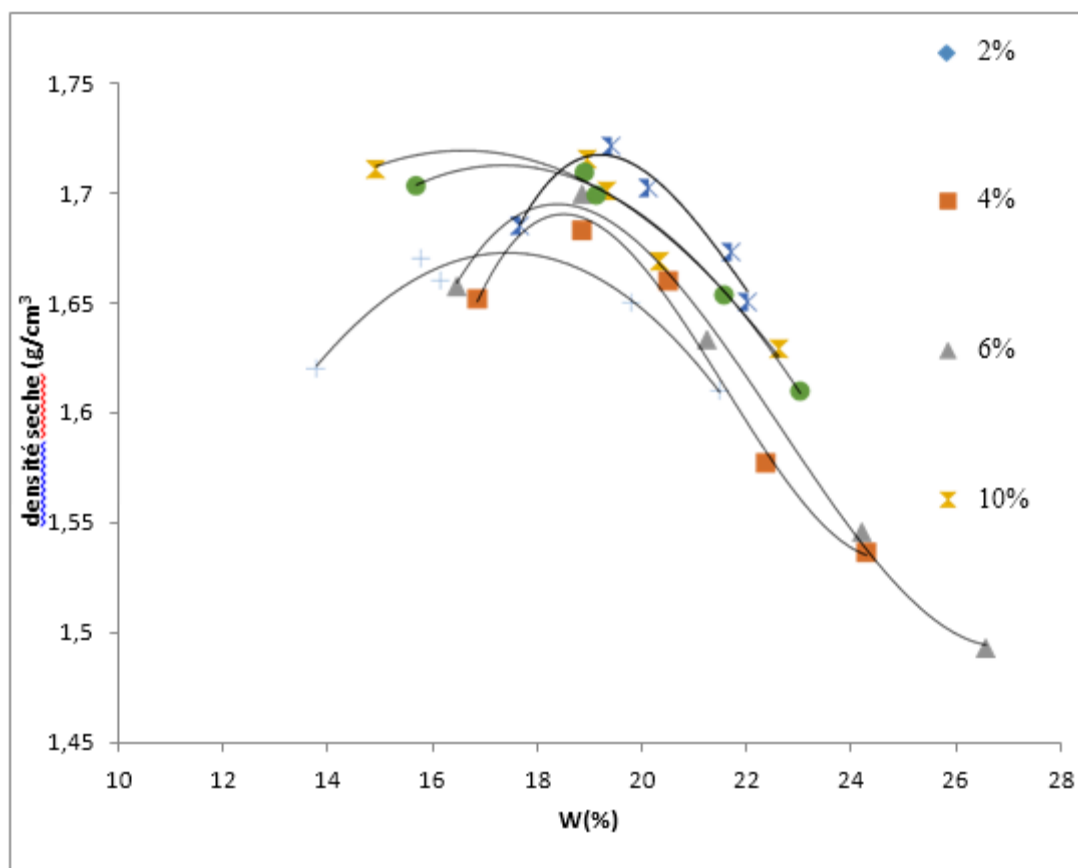


Figure III. 13 courbe Proctor de sol traité par ciment matine. (d'après Motasem A.T & Hadjadj T.).

Tableau III. 14. résultats de densité sèche et la teneur en eau en fonction des teneurs ciment(matine). (d'après Motasem A.T & Hadjadj T.).

	Matine	
	Wopt	γ_d max
sol naturel	15.8	1.67
2%	18.84	1.68
4%	18.85	1.69
6%	18.89	1.7
8%	19	1.71
10%	19.4	1.72
12%	19.72	1.72

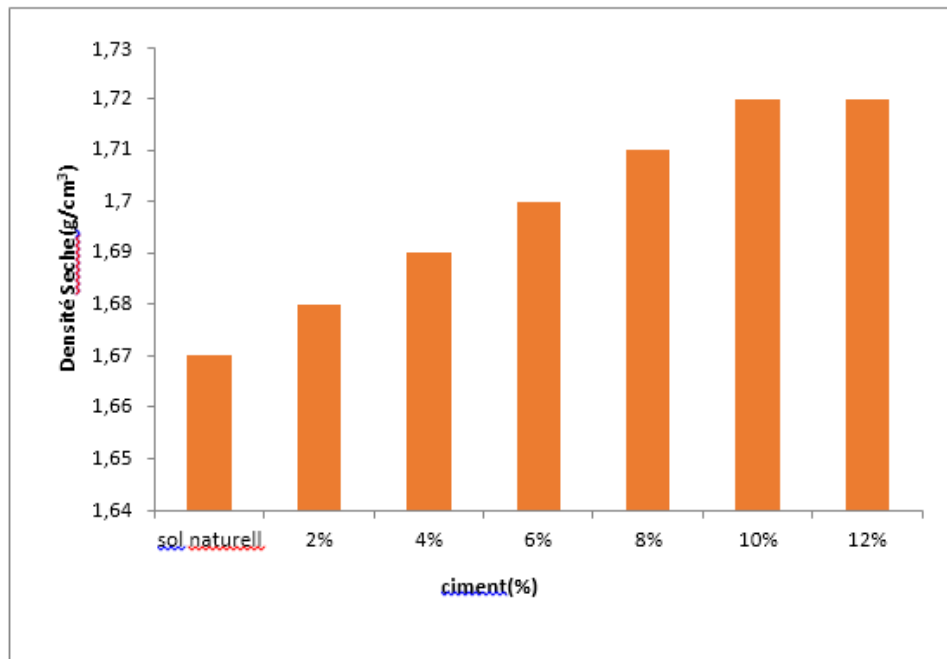
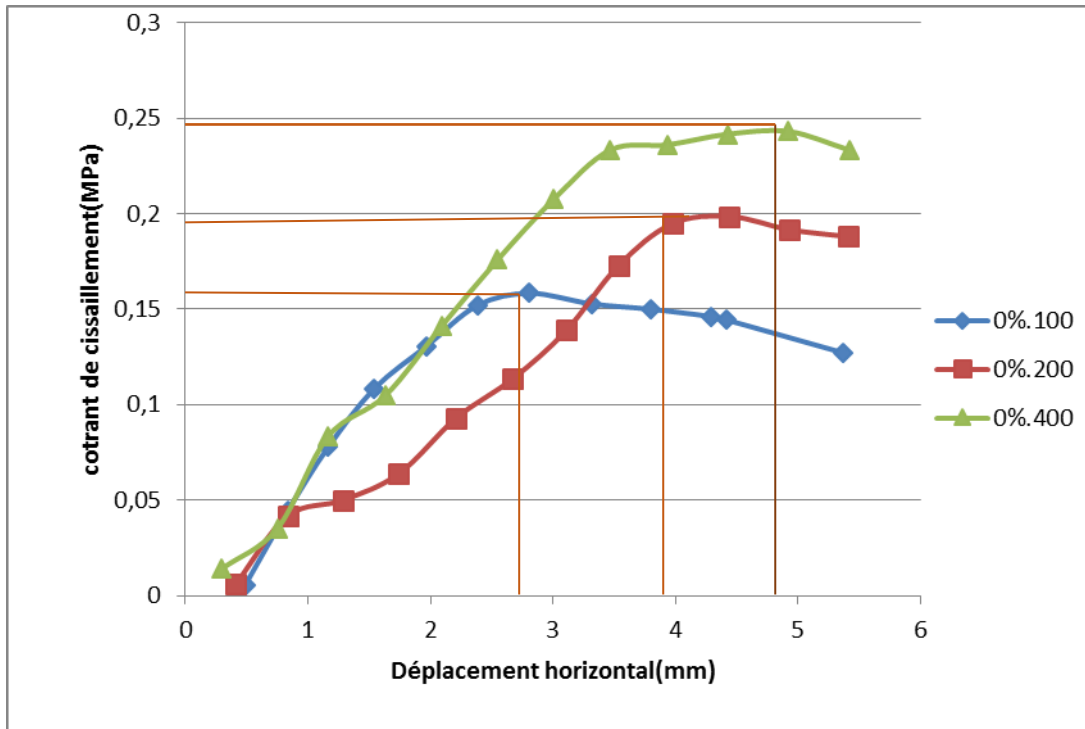


Figure III. 14Histogramme de densité sèche en fonction des différents teneurs en ciment représenté la teneur en eau en fonction des différents teneurs en ciment matine. (d'après Motasem A.T & Hadjadj T.).

III. 20. 3 ESSAIS CISSAILEMENT :

Tableau III. 15Essai cisaillement pour sol nature

SOL NATUREL								
100			200			400		
F(N)	τ (MPa)	ΔL (mm)	F(N)	τ (Mpa)	ΔL (mm)	F(N)	τ (Mpa)	ΔL (mm)
15	0.0041	0.492	27	0.007	0.411	46	0.012	0.293
157	0.043	0.839	156	0.043	0.833	132	0.036	0.752
277	0.076	1.171	212	0.058	1.287	310	0.086	1.164
394	0.109	1.544	237	0.065	1.743	382	0.106	1.631
477	0.132	1.962	335	0.093	2.211	505	0.140	2.094
543	0.150	2.388	412	0.114	2.673	628	0.174	2.548
564	0.156	2.85	506	0.140	3.109	741	0.205	3.005
554	0.153	3.319	626	0.173	3.534	848	0.235	3.467
545	0.151	3.805	709	0.196	3.972	883	0.245	3.938
528	0.146	4.291	722	0.20	4.441	878	0.243	4.427
494	0.137	4.818	690	0.191	4.928	875	0.243	4.923
461	0.128	5.362	680	0.188	5.408	882	0.245	5.42



τ_1

Figure III. 15 Courp cisaillement pour sol nature

Tableau III. 16. Essai cisaillement pour sol traité par ciment 0%

100			200			400		
f	dl	t	f	dl	t	f	dl	t
139	0,2	0,038611	22	0,337	0,006111	220	0,295	0,061111
165	0,638	0,045833	149	0,722	0,041389	413	0,723	0,114722
202	1,086	0,056111	210	1,126	0,058333	690	1,192	0,191667
251	1,539	0,069722	312	1,508	0,086667	800	1,652	0,222222
302	2,028	0,083889	450	1,887	0,125	921	2,116	0,255833
310	2,52	0,086111	641	2,264	0,178056	1021	2,583	0,283611
363	2,965	0,100833	800	2,688	0,222222	1207	3,015	0,335278
462	3,412	0,128333	933	3,044	0,259167	1352	3,442	0,375556
590	3,851	0,163889	947	3,632	0,263056	1368	3,887	0,38
720	4,295	0,2	890	4,152	0,247222	1319	4,366	0,366389
829	4,756	0,230278	832	4,669	0,231111	1268	4,867	0,352222
841	5,223	0,233611	823	5,191	0,228611	1220	5,341	0,338889

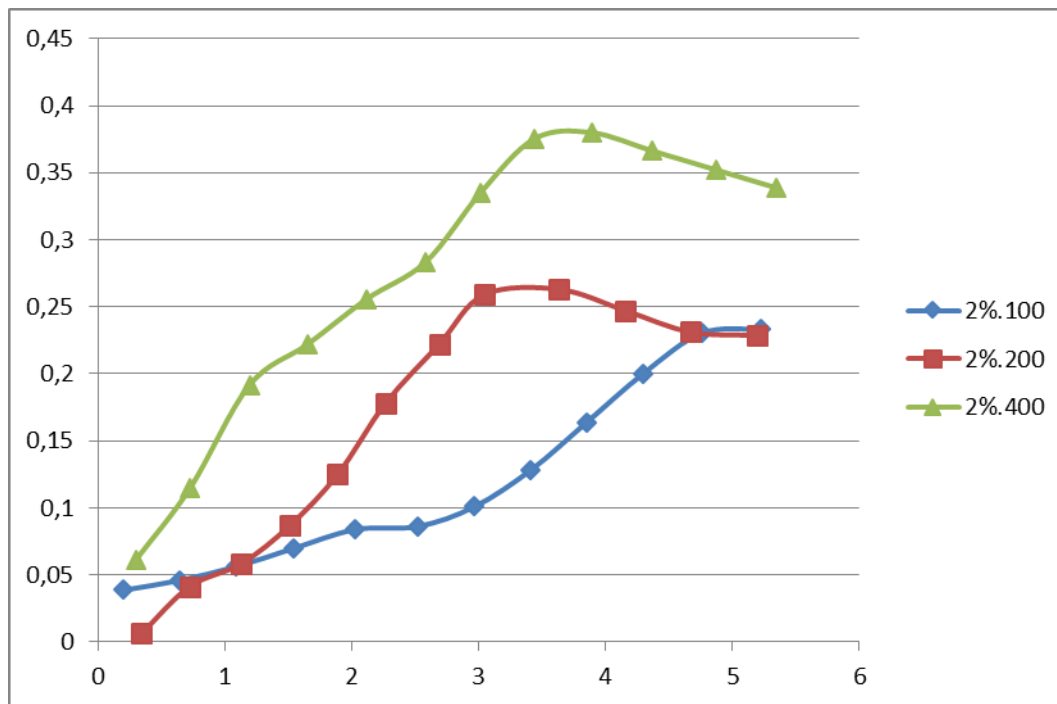


Figure III. 16courp cisaillement pour sol traité par ciment 2%

Tableau III. 17Essai cisaillement pour sol traité par ciment 4%

4%								
100			200			400		
f	dl	t	f	dl	t	f	dl	t
110	0,029	0,030556	27	0,384	0,0075	102	0,315	0,028333
112	0,479	0,031111	101	0,86	0,028056	326	0,69	0,090556
172	0,886	0,047778	187	1,209	0,051944	470	1,138	0,130556
267	1,25	0,074167	338	1,569	0,093889	693	1,499	0,1925
447	1,612	0,124167	619	2	0,171944	891	1,86	0,2475
717	1,995	0,199167	819	2,348	0,2275	1070	2,296	0,297222
955	2,369	0,265278	975	2,77	0,270833	1309	2,723	0,363611
1002	2,783	0,278333	980	3,201	0,272222	1450	3,167	0,402778
868	3,242	0,241111	981	3,639	0,2725	1452	3,633	0,403333
860	3,256	0,238889	972	4,113	0,27	1465	4,117	0,406944
834	4	0,231667	985	4,585	0,273611	1460	4,61	0,405556
861	3,262	0,239167	970	4,753	0,269444	1430	5,096	0,397222

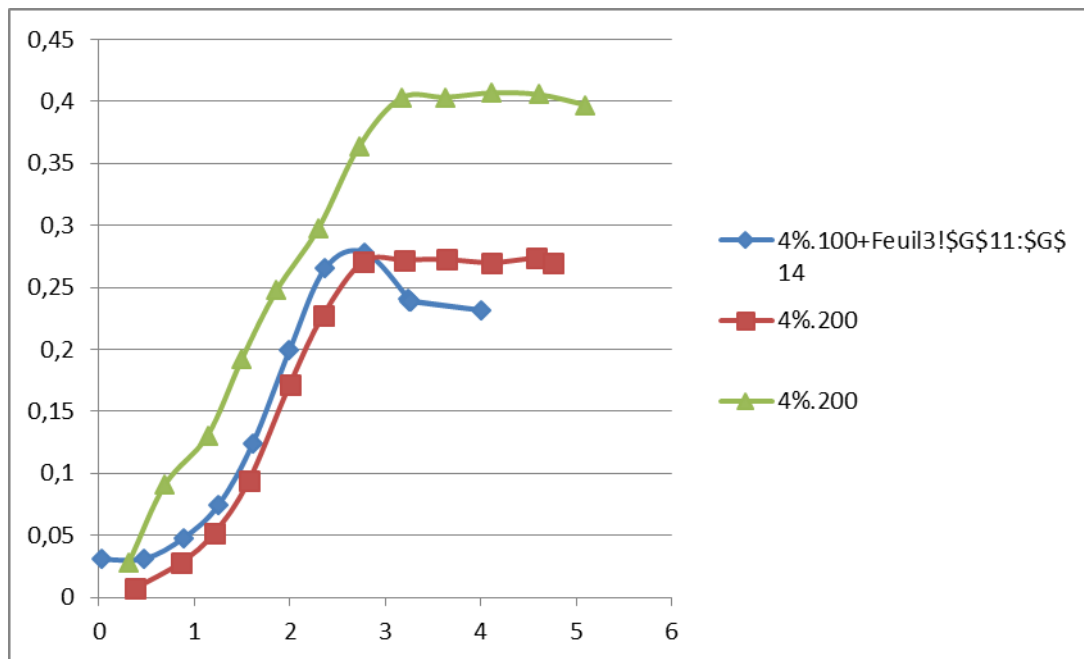


Figure III. 17courp cisaillement pour sol traité par ciment 4%

Tableau III. 18. Essai cisaillement pour sol traité par ciment 6%

6%								
100			200			400		
f	dl	t	f	dl	t	f	dl	t
152	0,16	0,04222222	20	0,365	0,00555556	181	0,344	0,05027778
260	0,501	0,07222222	110	0,78	0,03055556	317	0,752	0,08805556
375	0,878	0,10416667	170	1,179	0,04722222	500	1,127	0,13888889
531	1,243	0,1475	270	1,634	0,075	680	1,513	0,18888889
650	1,672	0,18055556	419	2,049	0,11638889	845	1,97	0,23472222
801	2,097	0,2225	629	2,432	0,17472222	940	2,426	0,26111111
870	2,545	0,24166667	834	2,82	0,23166667	1030	2,875	0,28611111
970	3,038	0,26944444	960	3,236	0,26666667	1180	3,318	0,32777778
976	3,558	0,27111111	1080	3,669	0,3	1320	3,761	0,36666667
982	4,085	0,27277778	1165	4,119	0,32361111	1400	4,235	0,38888889
1016	4,606	0,28222222	1105	4,602	0,30694444	1440	4,728	0,4
700	5,137	0,19444444	1101	5,078	0,30583333	1410	5,193	0,39166667

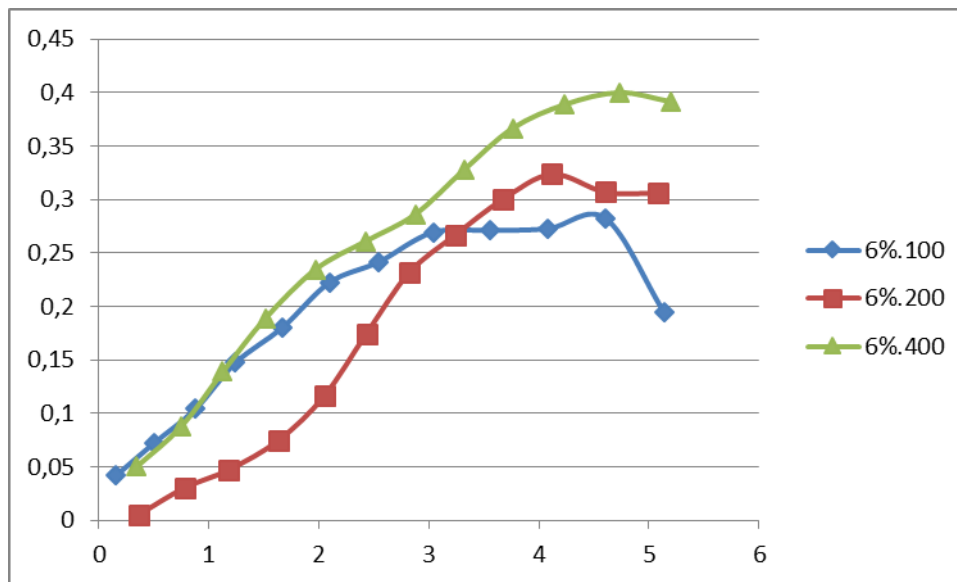


Figure III. 18courp cisaillement pour sol traité par ciment 6%

Tableau III. 19. Essai cisaillement pour sol traité par ciment 8%

8%								
f	dl	t	f	dl	t	f	dl	t
200	0,123	0,05555556	222	0,093	0,06166667	149	0,259	0,04138889
446	0,484	0,12388889	355	0,495	0,09861111	354	0,571	0,09833333
617	0,895	0,17138889	586	0,858	0,16277778	572	0,936	0,15888889
670	1,339	0,18611111	781	1,247	0,21694444	725	1,352	0,20138889
715	1,797	0,19861111	888	1,65	0,24666667	839	1,796	0,23305556
788	2,263	0,21888889	1040	2,065	0,28888889	947	2,248	0,26305556
836	2,716	0,23222222	1129	2,48	0,31361111	1014	2,715	0,28166667
862	3,192	0,23944444	1166	2,947	0,32388889	1081	3,188	0,30027778
870	3,655	0,24166667	1177	3,412	0,32694444	1202	3,645	0,33388889
925	4,138	0,25694444	1159	3,901	0,32194444	1350	4,106	0,375
940	4,61	0,26111111	1186	4,393	0,32944444	1465	4,55	0,40694444
987	5,074	0,27416667	1215	4,882	0,3375	1595	4,996	0,44305556

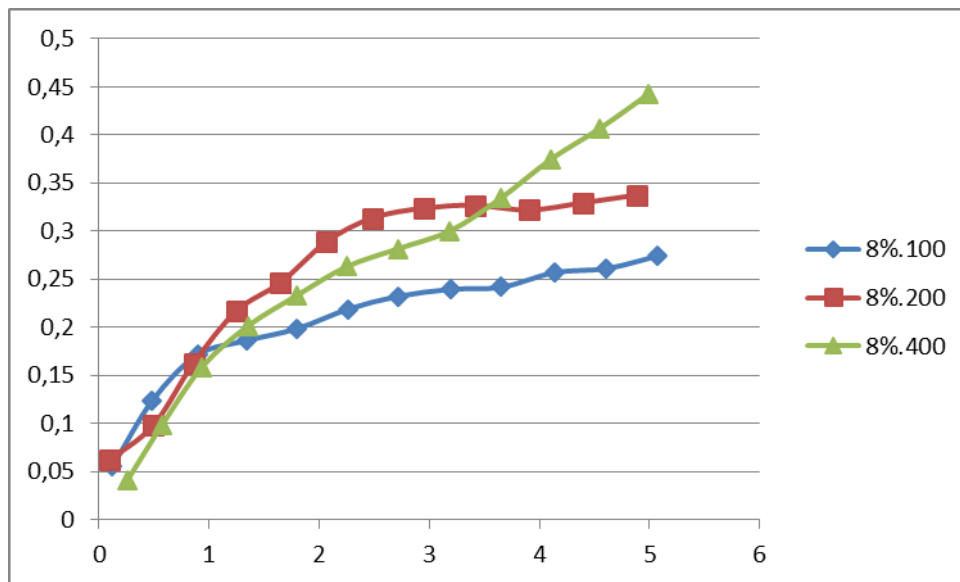


Figure III. 19 lacour cisaillement pour sol traité par ciment 8%

Tableau III. 20. Essai cisaillement pour sol traité par ciment 10%

10%								
100			200			400		
f	dl	t	f	dl	t	f	dl	t
171	0,148	0,0475	121	0,235	0,03361111	153	0,222	0,0425
375	0,427	0,10416667	256	0,576	0,07111111	359	0,557	0,09972222
552	0,771	0,15333333	300	1,03	0,08333333	568	0,867	0,15777778
637	1,194	0,17694444	628	1,42	0,17444444	779	1,187	0,21638889
597	1,685	0,16583333	852	1,845	0,23666667	946	1,544	0,26277778
643	2,172	0,17861111	977	2,267	0,27138889	1122	1,926	0,31166667
712	2,625	0,19777778	980	2,726	0,27222222	1265	2,328	0,35138889
743	3,147	0,20638889	972	3,196	0,27	1348	2,787	0,37444444
735	3,633	0,20416667	973	3,684	0,27027778	1270	3,26	0,35277778
738	4,147	0,205	979	4,146	0,27194444	1329	3,729	0,36916667
740	4,654	0,20555556	980	4,631	0,27222222	1339	4,232	0,37194444
710	5,206	0,19722222	971	5,124	0,26972222	1321	4,757	0,36694444

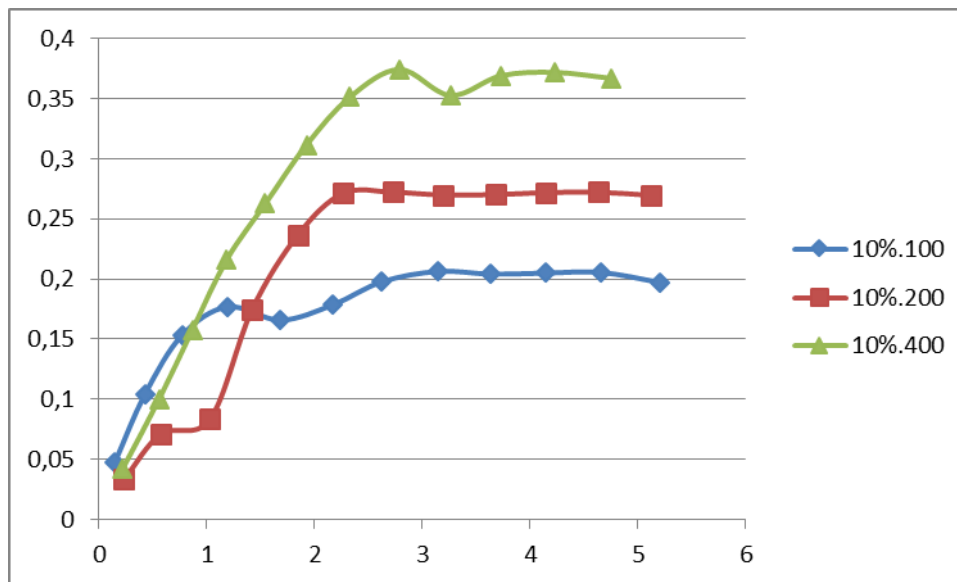


Figure III. 20courp cisaillement pour sol traité par ciment 10%

Tableau III. 21. Essai cisaillement pour sol traité par ciment 12%

12%								
100			200			400		
f	dl	t	f	dl	t	f	dl	t
140	0,305	0,03888889	170	0,131	0,04722222	40	0,288	0,01111111
180	0,738	0,05	300	0,449	0,08333333	238	0,605	0,06611111
249	1,098	0,06916667	619	0,799	0,17194444	446	0,874	0,12388889
320	1,437	0,08888889	831	1,182	0,23083333	604	1,206	0,16777778
478	1,843	0,13277778	994	1,582	0,27611111	820	1,496	0,22777778
571	2,269	0,15861111	1090	1,998	0,30277778	1170	1,839	0,325
663	2,702	0,18416667	1157	2,416	0,32138889	1455	2,255	0,40416667
1040	3,128	0,28888889	1132	2,878	0,31444444	1580	2,699	0,43888889
690	3,643	0,19166667	1120	3,35	0,31111111	1755	3,171	0,4875
670	4,148	0,18611111	1160	3,82	0,32222222	1760	3,65	0,48888889
570	4,516	0,15833333	1110	4,297	0,30833333	1761	4,147	0,48916667
500	4,521	0,13888889	1043	4,808	0,28972222	1730	4,623	0,48055556

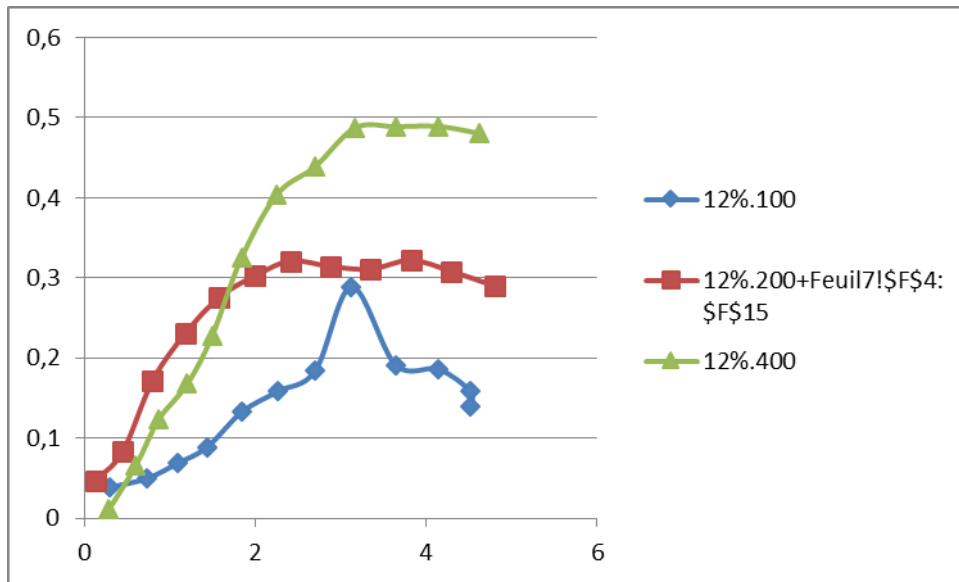
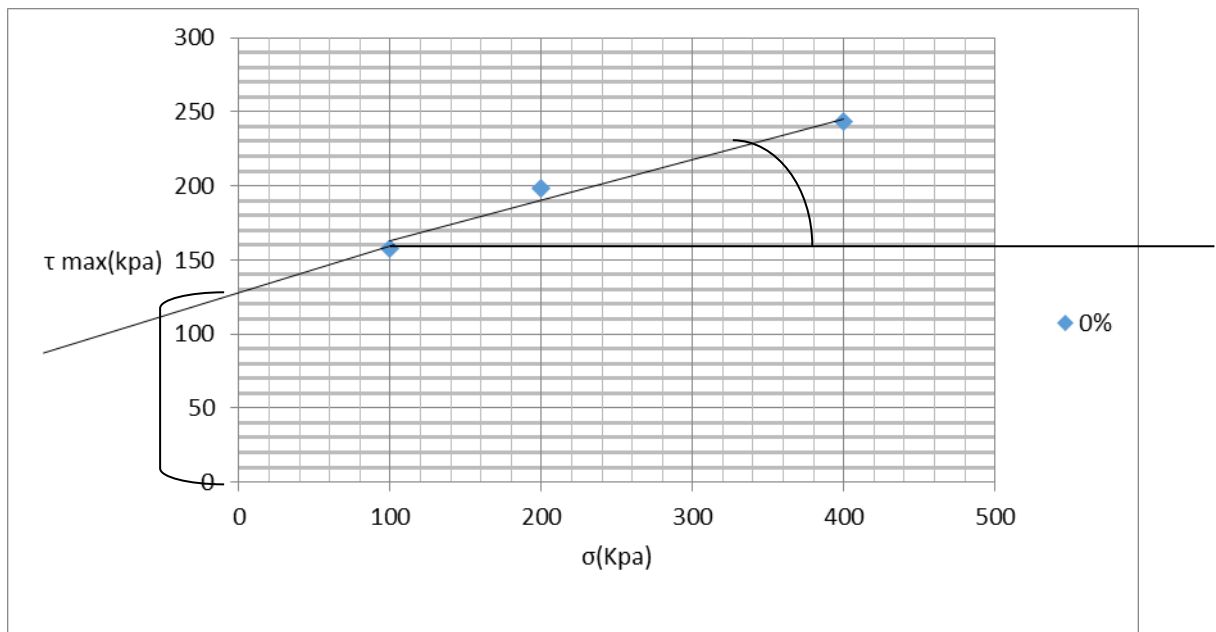


Figure III. 21courp cisaillement pour sol traité par ciment 12%

$\tau \text{ max(kpa)}$	$\sigma(\text{Kpa})$
158	100
198	200
243	400

FigureIII :la courb de sol naturel a la cissaillement



σ (KPa)	τ_{max} (MPa)						
	0%	2%	4%	6%	8%	10%	12%
100	0,158	0,233	0,278	0,282	0,274	0,206	0,288
200	0,198	0,263	0,273	0,323	337,5	0,272	0,322
400	0,243	0,38	0,406	0,4	0,443	0,374	0,489

Tableau III :les parmetre de cisaillement :

	CIMENT%	essai
C (kpa)	0%	135,5
	2%	174
	4%	211,5
	6%	243,5
	8%	221
	10%	155
	12%	204,5
φ (deg)	0%	15,3767
	2%	26,304
	4%	24,7363
	6%	21,4108
	8%	29,1886
	10%	28,9391
	12%	46,8285

III. 20. 4 Comprison simple :

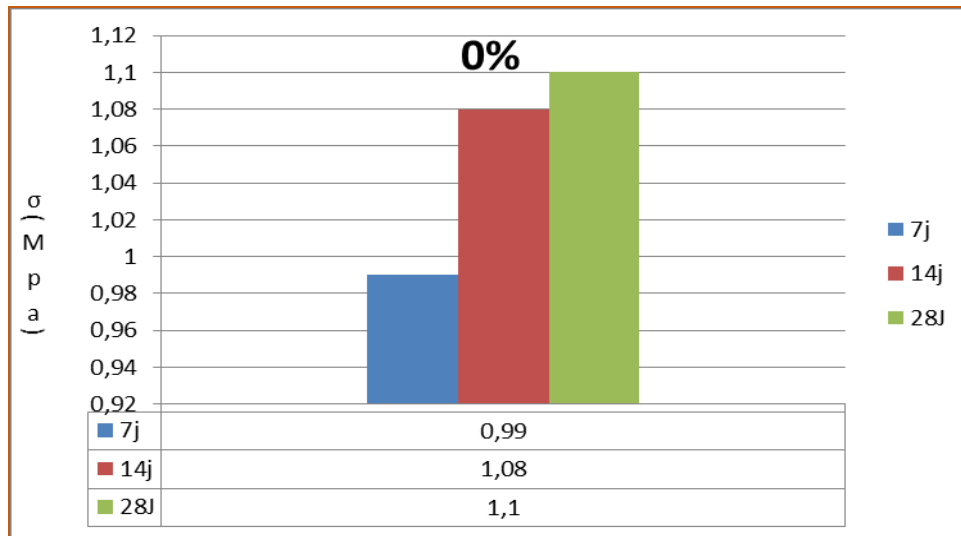


Figure III. 22.la contrainte en fonction de déplacement pour sol naturel

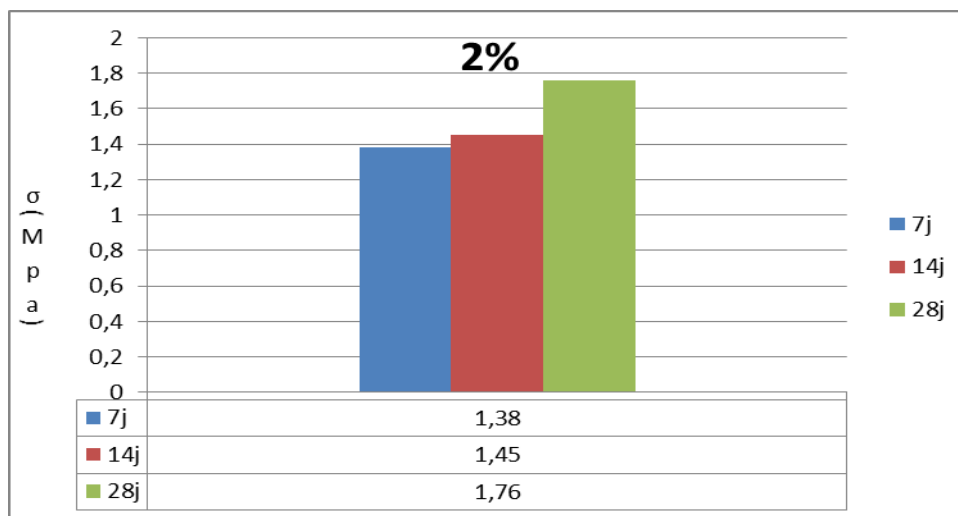


Figure III. 23.la contrainte en fonction de déplacement pour sol traité 2%

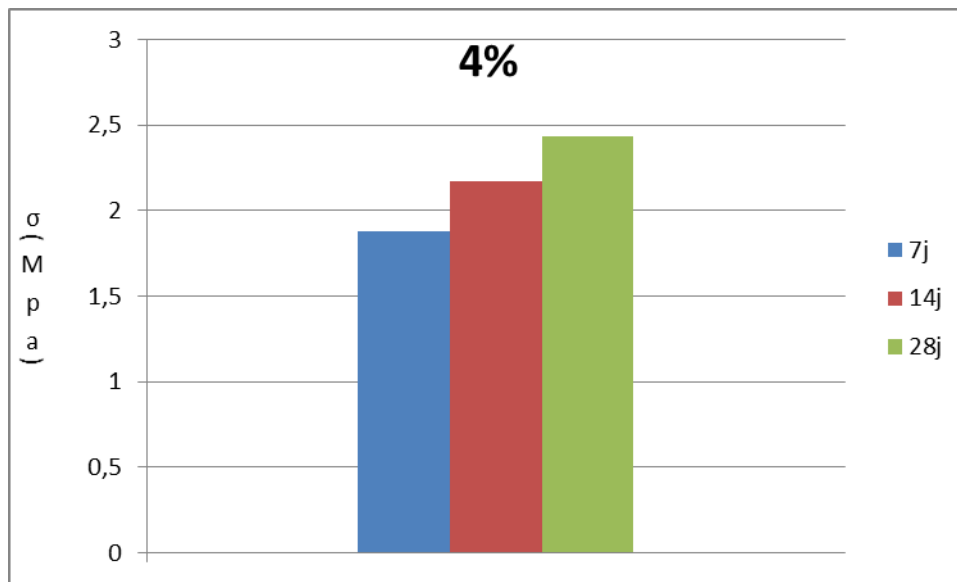


Figure III. 24.la contrainte en fonction de déplacement pour sol traité 4%

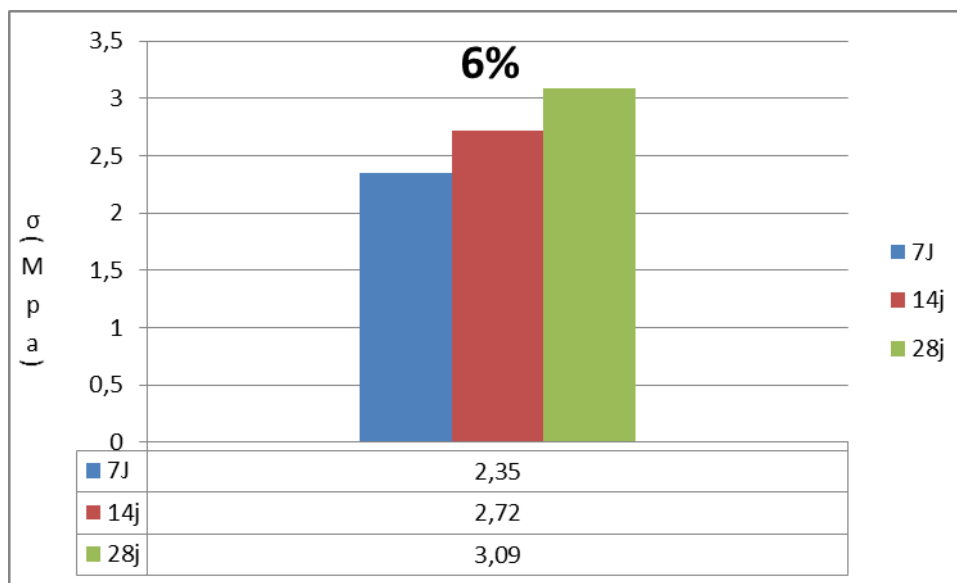


Figure III. 25.la contrainte en fonction de déplacement pour sol traité 6%

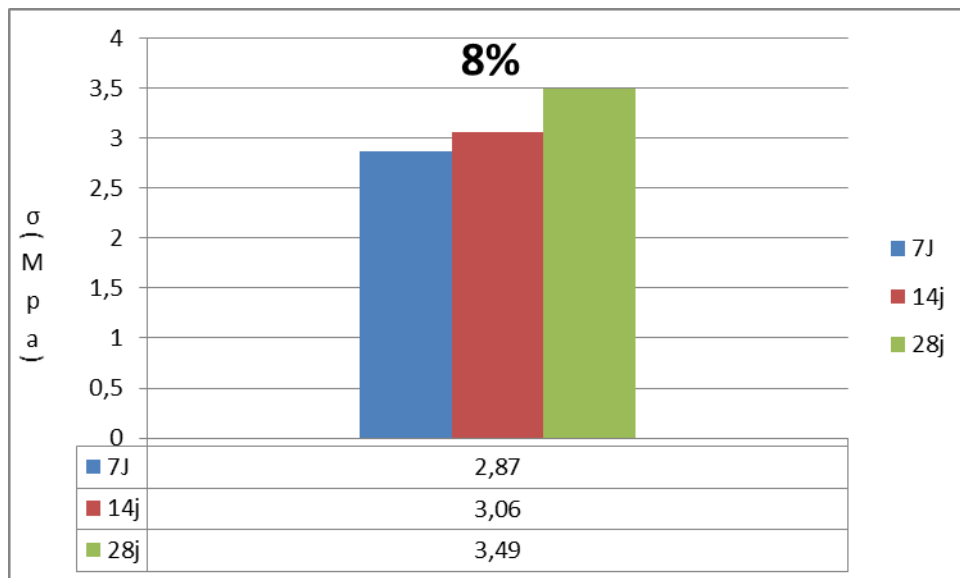


Figure III. 26.la contrainte en fonction de déplacement pour sol traité 8%

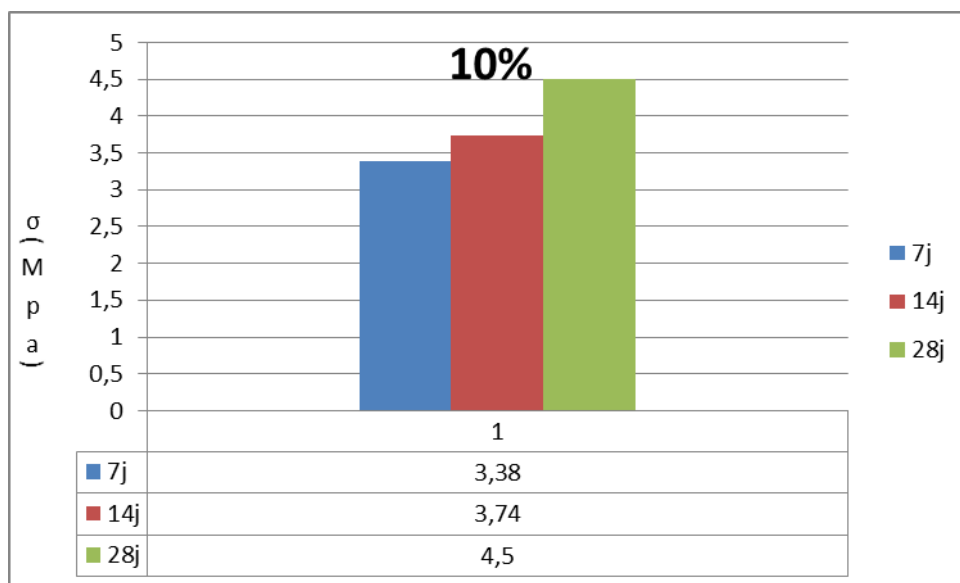


Figure III. 27.la contrainte en fonction de déplacement pour sol traité 10%

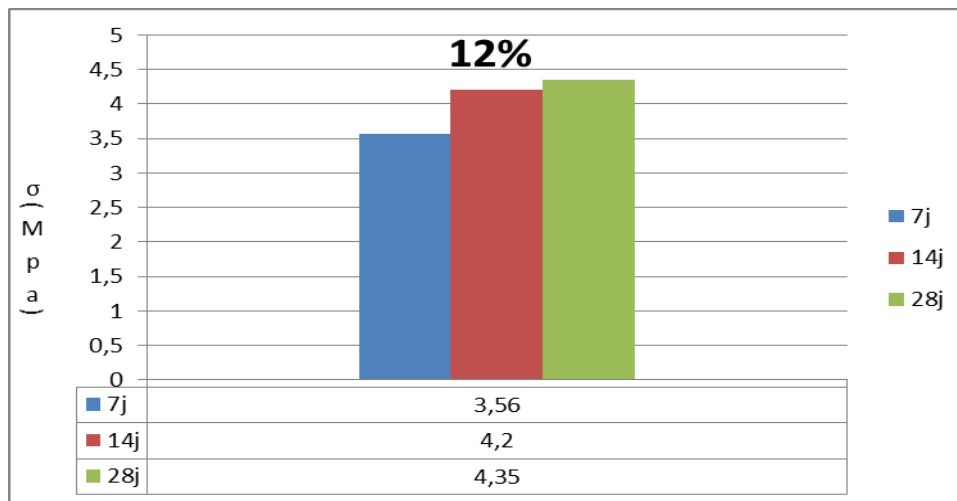


Figure III. 28.la contrainte en fonction de déplacement pour sol traité 12%

Tableau III. 22.

	CIMENT%	Resistance (Mpa)
7 jour	0%	0,99
	2%	1,38
	4%	1,88
	6%	2,35
	8%	2,87
	10%	3,38
	12%	3,56
14 jour	0%	1,08
	2%	1,45
	4%	2,17
	6%	2,76
	8%	3,06
	10%	3,74
	12%	4,2
28 jour	0%	1,1
	2%	1,76
	4%	2,43
	6%	3,09
	8%	3,49
	10%	4,5
	12%	4,35

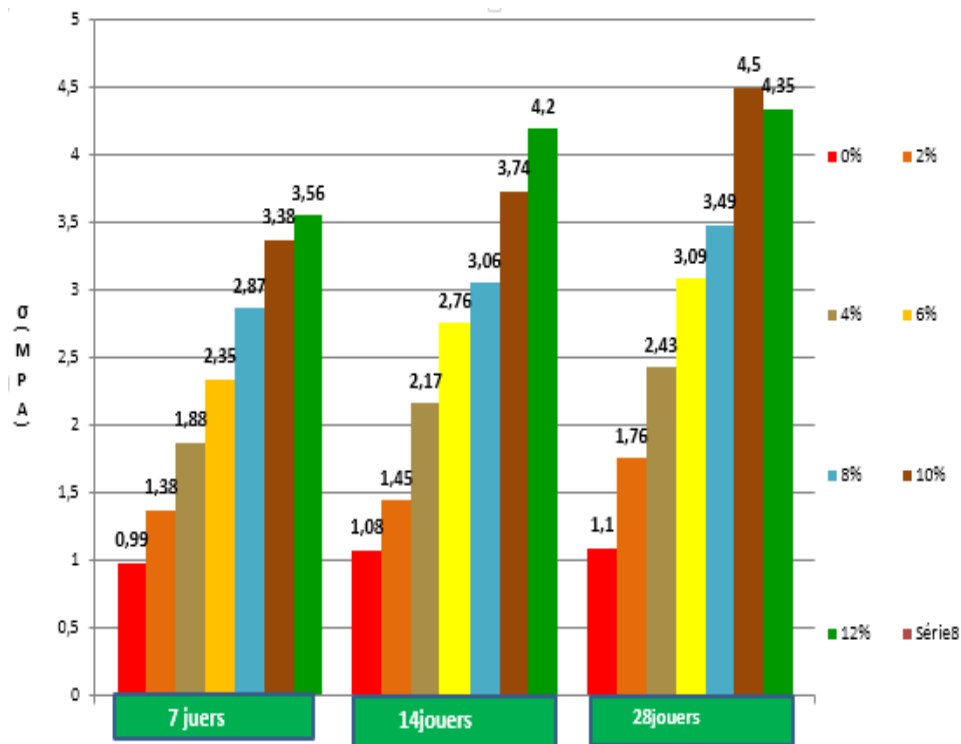


Figure III. 29



conclusion générale

Conclusion générale

Dans un premier temps, le présent travail étudie la caractérisation des propriétés géotechniques et mécaniques des sols argileux expansifs avant et après traitement avec un ciment Portland composé de type MATINE (CPJCEM II/B 42,5 R-NA 442)

En effet, les résultats obtenus ont conduit à l'augmentation de la limite plasticité W_p lorsque le ciment est ajouté, alors que la limite liquidité W_L et le diminution de l'indice de plasticité I_p . Toute fois, les résultats des différents échantillons ont montré une l'augmentation au résistace à la compression.



Référence bibliographique

III.21 Référence bibliographique

- [1] AFNOR (1996) Norme Française: NF P 94-041: Sols: Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique, méthode de tamisage par voie humide
- [2] AFNOR (1992) Norme Française: NF P 94-057: Sols: Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique des sols par sédimentométrie
- [3] AFNOR (1993) Norme Française: NF P 94-051: Sols: Reconnaissance et Essais – Détermination des limites d’Atterberg – Limite de liquidité à la coupelle – Limite de plasticité au rouleau.
- [4] AFNOR (1993) Norme Française: NF P 94-068 Sols: Reconnaissance et Essais – Détermination de la valeur de bleu de méthylène d’un sol par l’essai à la tâche.
- [5] AFNOR (1999) Norme Française: NF P 94-093 Sols: Détermination des références de compactage d'un matériau Essai Proctor normal — Essai Proctor modifié.
- [7] BULTEL. F(2001) : Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels. Présentée docteur de l’école nationale des ponts et chaussées [11].
- [8] Didier G. (1972) Gonflement cristallin et macroscopique des montmorillonites: Prévion. Thèse de docteur ingénieur. Université C. Bernard Lyon, pp.
- [9] GRUNBERGER D., (1995), étude expérimentale de l’évolution des microstructures et des propriétés physiques et mécaniques des argiles au cours de la compaction, thèse université de Montpellier ii, sciences et techniques du Languedoc, 20 décembre 1995.
- [10] Khemissa, M., Mekki, L., & Bakir, N. (2008). Comportement œdométrique des argiles expansives de M’sila (Algérie). In SEC’2008: Symposium international sécheresse et constructions, Presses du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, France (pp. 229-234).
- [11] Khemissa, M., Mekki, L., & Mahamedi, A. (2018). Laboratory investigation on the behaviour of an overconsolidated expansive clay in intact and compacted states. *Transportation Geotechnics*, 14, 157-168.
- [12] Khemissa, M., Mahamedi, A., & Mekki, L. (2015). Problematic soil mechanics in the Algerian arid and semi-arid regions: Case of M’sila expansive clays. *Journal of Applied Engineering Science & Technology*, 1(2), 37-41.
- [13] Khemissa, M., Mahamedi, A., & Mekki, L. (2017). Laboratory investigation of the treatment effects by hydraulic binders on the physical and mechanical properties of an overconsolidated

expansive clay. International Journal of Geotechnical Engineering.

- [14] KHEMISSA, M., & MEKKI, L. (2007). Caractérisation des argiles expansives de M'sila (Algérie). Colloque « Sols et Matériaux à Problèmes », Tunisie.
- [15] Khemissa, M., & Mekki, L. (2005). Détermination des paramètres de gonflement des argiles expansives de M'sila. 2ième Journée d'études sur les sols gonflants, Université Aboubekr, Tlemcen (Algérie), 19-27.
- [16] KHEMISSA, M., & MEKKI, L. (2006). Caractérisation du gonflement des argiles expansives de M'sila (Algérie). International Symposium on urban geotechnics GeocityNet'2005, Lille, France
- [17] LCPC-SETRA. (2000) Guide des terrassements routiers: Réalisation des remblais et des couches de forme. Guide technique, Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, Bagnaux, France
- [18] Le Roux A. (1972) Caractéristiques mécaniques des roches argileuses en relation avec leur texture. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°61, pp. 155-176.
- [19] MAHAMEDI Abdelkrim (2014) Caractérisation et traitement des sols gonflants compactés en vue de leur utilisation en construction routière. Thèse de doctorat. Université Mohamed Boudiaf-M'sila.
- [20] MARTIN R.T. (1960) - "a review of adsorbed water on clay". Proceeding of the 9th national Conference on clay and clay minerals, pergamon, New York, pp. 28-70.
- [21] MEKKI, Lakhdar. (2006) Méthodologie d'étude et techniques d'identification des paramètres de comportement des sols fins soumis à des cycles de sécheresse prolongée (Application aux argiles expansives de M'sila). Mémoire de magistère. Université Mohamed Boudiaf-M'sila.
- [22] MEKKI, Lakhdar (2018). Comportement d'une argile expansive fortement surconsolidée. Thèse de doctorat. Université Mohamed Boudiaf-M'sila.
- [23] Mitchell J.K. (1976) Fundamentals of soil behavior, series in soils engineering. John Wiley & sons Inc, 422 pages.
- [24] MOTASEM, A.T. & HADJADJ, T. (2019) Caractérisation d'une argile expansive traitée par différents types de ciment et reconstituée à forte énergie de compactage. Mémoire de master académique. Université Mohamed Boudiaf-M'sila.

- [25] RICHARD L.A. (1931) "capillary conduction of liquids through porous medium". physics 1, pp.169-173.
- [26] SLAMANI Brahim (2014/2015): Etude des caractéristiques élastiques d'une argile expansive stabilisée au ciment
- [28] V. Ferber, Y. Deniaud, R. Bocciardi, E Manier, D. Criado pour les crédits photos
Autoroute du Sud de la France (ASF), Réseau Ferré de France (RFF), Direction Départementale de l'Équipement de Guyanne (DDE 973)
- [29] Williams A.B, Donaldson G.W. (1980) Developments related to building on expansive soils in South Africa: 1973-1980. Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Denver, vol. 2, 834-844.
- [30] YONG R.N. & WARKENTIN B.P. (1966) "interaction to soil behavior". Macmillan, new York.

عَلَّمَ الْقُرْآنَ
عَلَّمَ الْقُرْآنَ
عَلَّمَ الْقُرْآنَ