REPUBLIQUE **A**LGERIENNE **D**EMOCRATIQUE **E**T **P**OPULAIRE

Ministère **D**e **L**'enseignement **S**upérieur **E**t **D**e **L**a **R**echerche Scientifique

Pole Universitaire DR. YAHIA FARES De MEDEA



Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de la matière

Filière Génie Civil

Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de Master (LMD) en Génie Civil

Option : Génie Géotechnique

Thème

Effet Des Résidus Minéraux Sur L'amélioration Des Sols Argileux De La Région De Chlef

Encadré par:

- D^R: MENAA Lazazi

Présenté par:

- MAZARI Abdenour
- TITRAOUI Mohamed
- RAHMANI Zakaria

Promotion: 2014/2015

كلمة شكر و عرفان

﴿رب أوزعني أن أشكر نعمتك التي أنعمت علي
وعلى والدي وأن أعمل صالحا ترضاه وأدخلني
برحمتك في عبادك الصالحين﴾

سورة النمل الآية 19

نحمد الله مالك الملك الذي منحنا القدرة والاستطاعة على إتمام هذا العمل المتواضع ، كما نحمده على نعمة الهمة التي خصنا بها وأن وفقنا من بداية مشوارنا الدراسي إلى نهايته.

Remerciements :

« Je remercie en premier Allah pour tout.

Je remercie en second mes parents, qui ont sacrifiés leur vie pour mon bien.

En fin, mes sincères reconnaissances et gratitudes à tous mes enseignants, du primaire aux études supérieure et en particulier monsieur : Gadouri Hamid

Et le promoteur de ce mémoire :
Dr :Menaa Lazazi

Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre travail. »

Dédicace

Au nom d'Allah le Miséricordieux le très miséricordieux.

Je dédier ce modeste travail :

– A mes très chers parents : à ma chère mère, pour sa bravoure et son amour sans cesse renouvelé, que ce présent soit le témoignage de ma reconnaissance et qu'il fasse l'objet de ma fierté, puisse Allah te permettre de jouir du produit de ton effort, A mon cher père ***belkaçem*** *je ne trouverai jamais les mots justes pour tes remercier ; Que Allah les préserve.*

–A mes frères ***TOUFIK***, ***ISMAIL***, ***ABDALLAH*** *& ma sœur* ***SOUHILA***.

–A mon promoteur ***D^{R}*** *:* ***MENAA Lazazi***.

– A mon maitre ***D^{R}*** *:* ***GADOURI Hamid***.

– A mon trinôme ***MOHAMED*** *et sa famille (****TITRAOUI****)*

– et ***ZAKARIA*** *et sa famille (****RAHMANI****)*

– A tous mes intimes: ***AMINE–ABDENASSER–ABDALLAH–KHIEREDDIN****… et pour tous les moments vécus a leur cotés.*

– A tous les enseignants du primaire aux études supérieure et les étudiants de département de génie Civil d'université « ***Dr YAHIA Farés*** *de* ***Médéa*** *»*

Et tous qui connaissent ***MAZARI ABDENOUR***.

Dédicace

Au nom d'Allah le Miséricordieux le très miséricordieux.

Je dédier ce modeste travail :

– A mes très chers parents : à ma chère mère , pour sa bravoure et son amour sans cesse renouvelé, que ce présent soit le témoignage de ma reconnaissance et qu'il fasse l'objet de ma fierté, puisse Allah te permettre de jouir du produit de ton effort, A mon cher père ***ABDERAHMAN*** *je ne trouverai jamais les mots justes pour tes remercier ;Que Allah les préserve.*

–A mon frère BRAHIM

–A mon promoteur ***D^R: MENAA Lazazi****.*

– A mon maitre ***D^R:GADOURI Hamid****.*

– A mon trinôme ***MOHAMED*** *et sa famille (****TITRAOUI****)*

– et ***ABDENOUR*** *et sa famille (****MAZARI****)*

– A tous mes intimes et pour tous les moments vécus à leur cotés.

– A tous les enseignants du primaire aux études supérieure et les étudiants de département de Génie Civil d'université « ***Dr YAHIA Farés*** *de* ***Médéa*** *»*

Et tous qui connaissent ***RAHMANI ZAKARIA****.*

Dédicace

Au nom d'Allah le Miséricordieux le très miséricordieux.

Je dédier ce modeste travail :

– A mes très chers parents : à ma chère mère, pour sa bravoure et son amour sans cesse renouvelé, que ce présent soit le témoignage de ma reconnaissance et qu'il fasse l'objet de ma fierté, puisse Allah te permettre de jouir du produit de ton effort, A mon cher père ***YAKHLEF*** *je ne trouverai jamais les mots justes pour tes remercier ; Que Allah les préserve.*

–A mes frères ***RABEH***. ***WALID*** *Et mes sœurs* ***SIHAM et KARIMA***

–A mon promoteur ***D^{R}*** *:* ***MENAA Lazazi***.

– A mon maitre ***D^{R}*** *:* ***GADOURI Hamid***.

– A mon trinôme ***ABDENOUR*** *et sa famille (****MAZARI****)*

– et ***ZAKARIA*** *et sa famille (****RAHMANI****)*

– A tous mes intimes et pour tous les moments vécus à leur cotés.

– A tous les enseignants du primaire aux études supérieure et les étudiants de département de Génie Civil d'université « ***Dr YAHIA Farés*** *de* ***Médéa*** *»*

Et tous qui connaissent ***TITRAOUI MOHAMED***.

Résumé

Le fondement de cette étude est basé sur l'efficacité d'employer la chaux, la pouzzolane naturelle (PN), ou la combinaison des deux pour améliorer les propriétés physiques et mécaniques de la vase du barrage d'Oued El Fodda. Cette investigation présente l'influence de différentes proportions de mélange de (0-8%) de chaux et de (0-20%) de PN sur les limites de consistance, les paramètres de compactage, la résistance à la compression (UCS) et la résistance au cisaillement non consolidé et non drainé a l'appareil triaxial.

En se basant sur les résultats expérimentaux, il peut être conclu qu'il y a une diminution importante de l'indice de plasticité pour les échantillons stabilisés avec la combinaison chaux -pouzzolane naturelle. De plus, en se basant sur les résultats obtenus des résistances de cisaillement et de compression, il peut être conclu que la vase étudier peut être stabilisé avec succès par l'action de combinée de la chaux et de la pouzzolane naturelle. Aussi, l'utilisation de cette combinaison a aboutit à une amélioration appréciable des paramètres de cisaillement.

La quantité de n'importe quel stabilisateur utilisé pour modifier les caractéristiques d'un sol argileux est généralement sélectionnée sur la base des valeurs de la résistance à la compression de la couche traitée. Des études récentes ont constaté qu'une haute résistance initiale ne garantit pas nécessairement une performance acceptable à long terme. Ce pendant, les résultats prouvent que l'addition de PN n'augmente pas uniquement le développement de la résistance mais également la durabilité du sol stabilisé par la chaux.

Mots clé: chaux, pouzzolane naturelle, argile, vase, résistance, stabilisation des sols, cure, plasticité.

Abstract

This study is based on the effectiveness of using lime, natural pozzolana (NP), lime, or a combination of both to improve the physical and mechanical properties of the dragged sludge from Oued El Fodda dam. This investigation shows the influence of different mixture proportions (0-8%) lime and (0-20%) of PN on consistency limits, compaction parameters, the compressive strength (UCS) and the shear strength.

Based on the experimental results, it can be concluded that there is a significant decrease in the plasticity index for samples stabilized with lime-natural pozzolana mixture. In addition, and based on the results of shear and compressive strength, it can be concluded that the studied sludge can be stabilized successfully by the combined action of lime and natural pozzolana. Also, the use of this combination has led to a significant improvement of shear parameters. The amount of any stabilizer used to modify the characteristics of a clayey soil is generally selected on the basis of the values of the compressive strength of the treated layer. Recent studies have found that high early strength does not necessarily guarantee an acceptable performance in the long term. However, the results show that the addition of PN not only increases the development of resistance but also the durability of soil stabilized with lime.

Key Words: lime, natural pouzzolana, clay, wet-dry cycle, strength, soil stabilization.

ملخص

تستند أساسا هذه الدراسة على فاعلية استخدام الجير والبوزلان الطبيعي (PN)، أو مزيج من الاثنين معا لتحسين الخواص الفيزيائية والميكانيكية للسد وادي الفضة. ويظهر هذا التحقيق تأثير نسب خلط مختلفة (0-8٪) والجير (0-20٪) من PN على حدود الثبات، الضغط، قوة الضغط (UCS) و المقاومة للقص وغير مجمعة جهاز triaxial undrained.

وبناء على النتائج التجريبية، فإنه يمكن استنتاج أن هناك انخفاضا كبيرا في مؤشر اللدونة للحصول على عينات استقرت مع الجير الطبيعي مزيج-البوزلان. بالإضافة إلى ذلك، استنادا إلى نتائج لقوة القص والانضغاط، فإنه يمكن استنتاج أن درس يمكن أن يستقر بنجاح بفعل الجير مجتمعة والبوزلان الطبيعي. أيضا، واستخدام هذا المزيج يؤدي إلى تحسن كبير من المعلمات القص.

يتم تحديد مبلغ أي استقرار استخدامها لتعديل سلوك التربة الطينية عموما ويستند إلى قيم قوة ضاغطة من طبقة المعالجة. وقد وجدت الدراسات الحديثة أن قوة مبكرة عالية لا يضمن أداء مقبول على المدى الطويل. لهذا، فقد بينت النتائج أن إضافة PN يزيد ليس فقط في تطوير المقاومة ولكن أيضا متانة الأرض استقرت الجير.

الكلمات الرئيسية : الجير، والبوزلان الطبيعي والطين والطمي، والمقاومة، وتثبيت التربة، وعلاج، والمطاوعة.

Table des matières

Résumé

Abstract

ملخص

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction Générale

1. Généralités ……2

2. But de projet ……2

3. Plan de travail …… 3

Chapitre 1

Caractérisations et conséquences des sols évolutifs

1.1 Définition des sols évolutifs ……5

1.2 Les argiles ……5

1.3 Les limons ……5

1.4 Les marne ……5

1.5 Définition des minéraux argileux…… 6

1.5.1 Les argiles du groupe de la kaolinite …… 7

1.5.2 Les argiles du groupe des micas (les illites)…… 8

1.5.3 Les argile du groupe des smectites (la Montmorillonite)……8

1.6 Principales problèmes des sols argileux……8

1.6.1 Phénomène de retrait-gonflement des argiles…… ……9

1.6.2 Tassements……9

1.6.3 Glissements…… ..9

1.7 Quelques cas pathologiques ……10

1.7.1 Cas des bâtiments……10

1.7.2 Cas des chaussées……10

1.8 Conclusion ……11

Chapitre 2

Techniques d'amélioration des sols

2.1 Introduction ……,13

2.2 Technique d'amélioration des sols 13
2.2.1 Amélioration des sols par compactage.....13
2.2.2 Amélioration des sols par drainage.....14
2.2.3 Amélioration des sols par renforcement des terres..... 15
2.2.3.1 Terre renforcé 15
2.2.3.2 Terre ancré.....16
2.2.3.3 Technique de renforcement in situ.....16
2.2.3.4 Matériaux synthétique.....17
2.2.4 Amélioration des sols par inclusion..... 17
2.2.4.1 Colonnes à module contrôlé 17
2.2.4.2 Colonnes ballastées.....18
2.2.4.3 Inclusion rigide.....19
2.2.5 Amélioration des sols par injection 20
2.2.5.1 Injections classiques..... 20
2.2.6 Amélioration des sols par addition d'ajouts minéraux.....22
2.2.7 Autre technique d'amélioration.....23
2.2.7.1 Électro-osmose..... 23
2.2.7.2 Électrochimie..... 23
2.2.7.3 Amélioration temporaire par congélation.....24
2.2.7.4 Le rabattement.....25
2.3 Conclusion 25

Chapitre 3

Effet des ajouts minéraux sur l'amélioration des sols

3.1 Introduction 27
3.2 Influence de la chaux 27
3.2.1 Effet de la chaux sur la Plasticité..... 27
3.2.2 Effet de la chaux sur le compactage.....29
3.2.3 Effet de la chaux sur la résistance à la compression.....30
3.2.4 Effet de la chaux sur la résistance au cisaillement.....31
3.3 Effet du ciment 32
3.3.1 Effet du ciment sur la plasticité..... 33
3.3.2 Effet du ciment sur le compactage.....33
3.3.3 Effet du ciment sur la résistance à la compression.....34

3.3.4 Influence du ciment sur la résistance au cisaillement.....34
3.4 Influence des ajouts cimentaires 35
3.4.1 Effet des ajouts cimentaires sur la plasticité..... 36
3.4.1.1 Effet de poussière de four du ciment (CKD).....36
3.4.1.2 Effet de cendre du calcaire..... 38
3.4.1.3 Effets de cendre du noyau d'olive.....39
3.4.1.4 Effet de la pouzzolane artificielle (Sarooj).....39
3.4.1.5 Effet de la cendre de l'écorce de riz RHA.....40
3.4.1.6 Effet de la cendre volante.....40
3.4.2 Effet des ajouts cimentaires sur le compactage.....41
3.4.2.1 Effet des cendres volantes 41
3.4.2.2 Effet de poussière CKD..... 41
3.4.2.3 Effet des cendres de calcaire 42
3.4.2.4 Effet des cendres du noyau d'olive 42
3.4.3 Effet des ajouts cimentaires sur la résistance à la compression.....42
3.4.3.1 Effet des cendres volantes.....42
3.4.3.2 Effet de poussière de four du ciment (CKD).....42
3.4.3.3 Effet des cendres du noyau d'olive..... 43
3.4.4 Effet des ajouts cimentaires sur la résistance au cisaillement.....43
3.4.4.1 Effet des cendres du noyau d'olive..... 43
3.4.4.2 Effet de l'ajout des cendres volantes.....44
3.5 Effet de la combinaison des ajouts minéraux.....45
3.5.1 Effet de la combinaison des ajouts minéraux sur la plasticité.....45
3.5.2 Effet des combinaisons des ajouts minéraux sur le compactage.....47
3.5.3 Effet de la combinaison des ajouts cimentaires sur la résistance à la compression.....48
3.5.4 Effet des ajouts minéraux sur le cisaillement.....49
3.6 Conclusion 51

Chapitre 4

L'étude expérimentale au laboratoire

4.1 Introduction 53
4.2 Matériaux utilisés 53
4.2.1 Le Sol 53
4.2.1.1 Propriétés chimiques 54

4.2.1.2 Propriétés physiques et mécaniques……54
4.2.2 La chaux ……55
4.2.3 La pouzzolane naturelle……56
4.3 Méthodes expérimentales ……57
4.3.1 Préparation des mélanges Sol/ajouts……57
4.3.2 Détermination des limites d'Atterberg……60
4.3.2.1 Détermination de la limite de liquidité…… 60
4.3.2.2 Détermination de la limite de plasticité ……60
4.3.2.3 Détermination de l'indice de plasticité……61
4.3.3 Détermination des caractéristiques de compactages…… 61
4.4 Confections des éprouvettes destinées à la résistance à la compression et au cisaillement …… 62
4.4.1 Résistance à la compression……65
4.4.2 La résistance au cisaillement……66
4.5 Conclusion …… 67

Chapitre 5

Résultats et discussion

5.1 Introduction ……69
5.2 Les limites d'Atterberg …… 69
5.2.1 Variation de la limite de liquidité …… 70
5.2.2 Variation de la limite de plasticité……71
5.2.3 Variation de l'indice de plasticité …… 72
5.3 Variation des caractéristiques de compactage ……73
5.4 Résistance à la compression …… 75
5.5 Résistance au cisaillement ……78
5.6 Conclusion ……79

Conclusions Générales

Conclusions générales …… 82
Annexes……84
Référence bibliographique ……86

Liste des Figures

1 .1-Structure de base des argiles……...7

1 .2- Structure de la kaolinite……..7

1. 3- Structure d'illite……..8

1. 4- Structure de la montmorillonite……..…9

1.5- Déformation structurelle due au gonflement du sol à Al-Khod(Oman)……10

1.6 - Déformation d'une chaussée de sol instable……11

2.1- Compactage de surface……..…14

2.2-- Drain filtre……15

2.3- Diverses applications de tirants d'ancrage en confortement……16

2.4- Colonnes à module contrôlé……..17

2.5- Mise en œuvre colonnes à module contrôlé……..…18

2.6- Colonnes ballasté……...…19

2.7- Principe du renforcement de sol compressible par inclusions rigides……..…20

2.8- Principe de réalisation d'une colonne de jet grouting……..…21

2.9- Amélioration des sols par injection……...22

2.10- Stabilisation chimique……..…23

2.11- Électro-osmose……....23

2.12- Électrochimie……...24

3.1- Effet de la chaux sur la résistance à la compression [Bell, 1996]……31

3.2- Variation des paramètres de cisaillement des sols traités à la chaux [Osula 1991]……...32

3.3- Variation de la résistance à la compression [Aiban et al. (1998]……..34

3.4- Effet du ciment sur les caractéristiques de cisaillement [Gay and Schad 2000]……...…35

3.5 Variation des limites d'Atterberg avec le dosage du CKD [Miller et Azad, 2000]..…...…37

3.6- Effet des cendres du noyau d'olive sur les limites d'ATTERBERG……..…..38

3.7- Effet du RHA sur des limites d'Atterberg des sols [Basha et al. 2002]……....40

3.8- effet des cendres volantes sur l'indice de plasticité [Parsons et Kneebone, 2005]……40

3.9- L'effet de la cendre d'olive sur la résistance au cisaillement……43

3.10- L'effet de la cendre d'olive sur la résistance au cisaillement……..…43

3.11- L'effet de la cendre d'olive sur la résistance au cisaillement……..…44

3.12- Variation des caractéristiques de cisaillement [Sezer et al. 2006]……..44

3.13- Effet d'addition de stabilisateur sur l'indice de plasticité [AL-Rawas et al., 2005]…….46

3.14- Variation du Déviateur en fonction des [Lin et al. 2007]……....51

4.1– Dépôt de la vase dragée……....53

4.2– Prélèvement du sol à étudier…….54

4.3– Chaux vive de Saida……..…55

4.4- Pouzzolane naturelle de Beni-Saf…….…….…….…….…….56

4.5- Pouzzolane naturelle défragmentée et broyée …….…….…….…….57

4. 6– Broyeurs à disque (a), concasseur (b)……..58

4.7- Sol après concassage (a), sol après broyage et tamisage (b)…….58

4.8- Stockage des échantillons après pesage et malaxage……59

4.9- Préparation de la prise d'essai……...…61

4 .10- Compactage des éprouvettes……...…62

4.11- Préparation des combinaisons pour le compactage…….63

4.12- Système de double pistonnage…….64

4.13- Confection des éprouvettes par compactage statique……..…64

4. 14- Procédure d'écrasement……..65

4.15- Cisaillement triaxial(UU)……....66

5.1- l'effet des additifs sur la limite de liquidité du sol……....70

5.2- l'effet des additifs sur la limite de liquidité du sol……....71

5. 3- l'effet des additifs sur la limite de plasticité du sol……..73

5. 4- la Variation des caractéristiques de compactage de la vase traité……74

5. 5- Influence des stabilisants sur la résistance à la compression……76

5. 6- Influence des ajouts minéraux sur la résistance au cisaillement du sol……78

5. 7- Influence des ajouts minéraux sur la résistance au cisaillement maximale du sol…...…79

Liste des Tableaux

Tableau 3.1 – Effet de la chaux sur le compactage, CBR sur la kaolinite, montmorillonite, Quartz [Bell, 1996].

Tableau 3.2 – Effet du ciment sur les limites d'ATTERBERG [Okagbue et Ochulor, 2007].

Tableau 3.3 –Effet du ciment sur la résistance à la compression à l'état sec et aprèsimmersion [Kenai et al. 2006].

Tableau 3.4 –Effet du CKD sur les limites d'ATTERBERG [Sreeknishenavilasam et al. 2007]

Tableau 3.5 –Effet de la cendre du calcaire sur les limites d'ATTERBERG [Okagbue et Yakubu 2000]

Tableau 3.6 –Effet du Sarooj sur les limites d'ATTERBERG [Al-Rawas et al. 2005].

Tableau 3 .7- Effet des cendres volantes sur les caractéristiques de cisaillement [Senol et al. 2006].

Tableau 3.8- Paramètres de résistance au cisaillement des mélanges vase-chaux.

Tableau 3.9- Paramètres de résistance au cisaillement des mélanges vase-ciment.

Tableau 3.10- : l'influence des cendres de calcaire sur les paramètres de cisaillement (UU).

Tableau. 4.1– Composition chimique de la vase.

Tableau 4.2 – Caractéristiques géotechniques des sols étudié.

Tableau 4.3– Propriétés physico-chimiques de la chaux.

Tableau 4.4– Composition chimique de la pouzzolane naturelle.

Tableau 4.5– Formulation des combinaisons.

Tableau 4.6– Quantités des sols et des additifs utilisés pour la confection des éprouvettes destinées pour la détermination de la résistance à la compression et au cisaillement.

Tableau 5.1 : l'effet des additifs utilisés sur les limites de consistance de la vase.

Tableau 5.2- Caractéristiques de compactage Proctor standard.

Tableau 5.3- Résultats de la résistance à la compression des sols étudies.

Liste des Notations

W (%) : Teneur en eau

Wopt(%) : Teneur en eau à l'Optimum de Proctor Normal

OPN: Optimum de Proctor Normal

ɣd (kN/m3): Poids volumique sec

OMC : Optimum moisture contents

MMD : Maximum dry densities

LL (%) : Limite de liquidité

LP (%) : Limite de plasticité

IP (%) : Indice de plasticité

Cc : Indice de compression

Cr : Indice d'expansion (rebond, gonflement)

CBR: California Bearing Ratio

E/C: Eau/Ciment

Rc : Résistance à la compression

A: surface d'échantillon.

[Ca] : Proportion atomique en calcium

Si/Al : Rapport des proportions atomiques silicium sur aluminium

CAH : Hydrate d'Aluminate de Calcium

CSH : Hydrate de Silicate de Calcium

CSH : Compactage statique horizontale

DDP : Différence de potentiel

CEC : Capacité d'échange Cationique

CKD: Cement KilnDust

RHA: Rice Husk Ash

P, PN: Pouzzolane naturelle

C, L: Chaux

USCS : (**S**ystem de **C**lassification **U**nifiée des **S**ols)

CL: clay low

CH: clay high

Introduction Générale

1. Généralités :

La récupération de matériaux issus des dragages pour un traitement les valorisant est une voie concrète pour transformer les vases de déchets gênants, en matières premières potentielles et aussi pour augmenter la durée de vie des barrages.

Actuellement, les boues de dragage des retenues et des barrages constituent un problème majeur vu l'importance de leur volume. Il est nécessaire de gérer ces déchets car ils constituent d'une part une contrainte pour l'environnement (inondation des berges avec nuisance esthétique ou un danger toxique) et d'autre part, un gisement de matières premières ou de matériaux à valoriser. Ces solutions peuvent régler en partie le problème du dévasement au point de vue coût et stockage.

Le Barrage d'Oued El Fodda est un barrage poids implanté à l'ouest de la wilaya de CHLEF, envasé à plus de 55%. L'ouvrage victime de son environnement en amont par l'érosion du bassin versant a réagi par l'entraînement en aval des sédiments dragués. La situation écologique est catastrophique.

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

Par ailleurs, la méthode d'amélioration chimique des sols par addition de la chaux, du ciment ou d'autres ajouts cimentaires reste la plus utilisée et la moins onéreuse. Cette technique s'est évoluée très rapidement à travers le monde et qui connait encore une importante évolution.

La stabilisation des sols avec les ajouts minéraux et hydrauliques (ciment, chaux, cendre volante…..), est une technique aisée à mettre en œuvre, économique et efficace. Elle permet surtout d'éviter de lourds travaux de terrassement destinés à rejeter les sols inadéquats et à faire appel à des matériaux d'emprunt de bonne qualité. Elle permet aussi d'améliorer les caractéristiques physiques et chimiques des sols médiocres et les réutiliser, afin d'assurer le bon fonctionnement et la pérennité des ouvrages de génie civil qui y sont implantés.

2. But de projet :

Notre étude s'inscrit dans le contexte de la valorisation des sédiments de dragage du barrage d'Oued El Fodda que l'on retrouve en quantité considérable, appelées communément vases.

L'étude consiste à évaluer au laboratoire l'influence d'une variation du pourcentage en chaux, à la pouzzolane naturelle, et de leur combinaison sur les paramètres physiques et mécaniques de la vase étudiée, classée comme un sol instable présentant des caractéristiques géotechniques médiocres.

Notre contribution est synthétisée en deux principales étapes:

✓ En premier lieu, la caractérisation complète des sédiments à la fois physique et chimique;
✓ En seconde étape, la réalisation des investigations au laboratoire sur la stabilisation physique et mécanique par compactage et les essais de compression et de cisaillement des sédiments à l'état naturel et le traitement chimique avec différents dosages en chaux, à la pouzzolane, et leur combinaison.

3. Plan de travail :

Ce mémoire est organisé en deux grandes parties, en commençant par une introduction générale

La première partie : Consiste en une revue bibliographique, constituée de trois chapitres : le premier est consacré à la définition des sols évolutifs, les minéraux argileux ainsi que les désordres occasionnés par ces types de sols au niveau des constructions de génie civil. Le deuxième chapitre concerne la présentation de principales techniques d'amélioration des sols, et le troisième chapitre est consacré aux résultats établis par des chercheurs sur la stabilisation des sols évolutifs.

La deuxième partie : Est consacrée en l'étude expérimentale au laboratoire des matériaux utilisés .Elle est composée de deux chapitres : Le chapitre quatre s'attarde sur l'identification et la classification des matériaux (vase, pouzzolane et chaux). Nous présenterons les résultats d'un certain nombre d'essais fondamentaux (analyse chimique, granulométrie, limites d'Atterberg, compactage…) Le chapitre cinq portes sur la caractérisation du comportement physique et mécanique des mélanges (vase+chaux et/ou pouzzolane).

Le mémoire est terminé avec une conclusion générale et une référence bibliographique.

1ère Partie : Recherche Bibliographique

Chapitre 1 : Caractérisation Et Conséquences Des Sols Evolutifs

1.1 Définition des sols évolutifs :

On peut définir un matériau évolutif comme un matériau dont les propriétés physiques et mécaniques évoluent dans le temps. Les sols qui ont un caractère évolutif sont les sols fins (Argiles, Limons, Marnes….) qui peuvent engendrer dans les ouvrages, des tassements, gonflements et glissements pendant leur durée de vie.

1.2 Les argiles :

Les argiles sont des roches sédimentaires fins, de taille inférieure à 5 µm, composées pour une large proportion de minéraux spécifiques tels que les silicates en général ou d'aluminiums plus ou moins hydratés, qui présentent une structure feuilletée expliquant leur plasticité où bien une structure fibreuse qui explique leurs qualités d'absorption. Elles absorbent l'eau et forment une pâte imperméable (perméabilité inférieure à 0,2 mm/h), appelée couramment terre glaise, coloriée par des oxydes de fer en ocre, rouge ou vert.

Les argiles peuvent être gonflantes, notamment celles de la famille des Montmorillonites lorsqu'elles absorbent l'eau et, au contraire, diminuer de volume sous l'effet de la sécheresse, allant jusqu'à craqueler en surface et même sur une profondeur de 2 m à 4 m. Par ailleurs, sous l'effet d'une charge, par exemple celle d'une construction, une partie de l'eau absorbée contenue entre les grains d'argile est chassée, ce qui a pour conséquence un tassement sensible du sol.

Les argiles représentent en général une assise médiocre à acceptable lorsqu'elles sont recouvertes par d'autres couches de terrain. En revanche, elles sont dangereuses lorsqu'elles affleurent au niveau du sol, du fait de leur instabilité, se traduisant par des variations de volume et un fluage dans les terrains en pente. D'autres types de sédiments à grains fins contiennent des argiles telles que les marnes et les lœss.

1.3 Les limons :

Les limons, constitués de silt ou de lœss possèdent un squelette siliceux à silicocalcaire à grains fins. Leur taille est située entre celle des sables et celle des argiles ; la teneur en argile est variable. Ils sont peu perméables et constituent des terres de culture fertiles. Leur assise est médiocre et sont donc à éviter pour les fondations.

1.4 Les marnes :

Les marnes sont à la fois argileuses et calcaires. On considère, selon leur composition, trois grandes catégories :

- ✓ les marnes argileuses qui contiennent 5 à 35 % de carbonate de calcium ;
- ✓ les marnes proprement dites et les calcaires marneux avec des taux respectivement de 35 à 65 % et 65 à 95 %. Comme pour les argiles, les marnes argileuses présentent notamment l'inconvénient de craqueler sur une certaine profondeur en cas de sécheresse. Les marnes ont souvent fait l'objet d'exploitation en carrières à ciel ouvert où en souterrain pour donner respectivement : de la chaux avec les marnes argileuses ; de la chaux hydraulique

avec les marnes proprement dites ; et du ciment avec les marnes calcaires ou calcaires marneux. Elles ont également été utilisées pour amender les terres des exploitations agricoles.

D'une façon générale, les marnes représentent une assise de fondations bonne à moyenne en l'absence de gypse. En revanche, elles sont médiocres, voire dangereuses, lorsqu'elles sont très argileuses en affleurement ou lorsqu'elles se situent au-dessus d'une masse de gypse, avec risque de formation de fontis. Les marnes sont des roches relativement tendres, elles subissent une géodynamique très active à leur surface et leur fragilité les rend très vulnérables aux aléas de la nature et d'hommes. Une combinaison de facteurs naturels et anthropiques a provoqué une érosion hydrique intense qui s'est manifestée par une dégradation des sols et une diminution importante de leur productivité.

On peut conclure que l'évolution des sols fins est dus à la présence des minéraux argileux dans les sols tels que : les marnes, les argiles….etc. qui manifestent une grande sensibilité à l'air (retrait, fissuration désagrégation progressive des couche de sol) et une forte affinité pour l'eau avec les conséquences classiques de l'humidification (gonflement, déconsolidation, perte des caractéristique mécaniques, …).

1.5 Définition des minéraux argileux :

Les minéraux argileux sont des silicates d'alumine hydratés provenant de la décomposition des feldspaths et des micas, leur formule chimique est de la forme :

$$(SiO_2)_M\ (Al_2\ O_3)_N\ (H_2O)_P$$

Ils sont composés de particules de forme aplatie et de dimensions très petites (Inférieures à 2µm), ceci leur confère une très grande surface spécifique.

Les éléments structuraux sont le tétraèdre de silice et l'octaèdre d'alumine où éventuellement Mg^{++} peut remplacer Al^{+++}.

Les particules d'argile sont formées d'un empilement de feuillets qui sont constitués par l'association de deux unités structurales de base (Fig. 1.1) :

a) Unité tétraédrique :

Elle est formée d'un tétraèdre au sommet duquel quatre ions d'oxygènes (O^{2-}) enserrent un ion de silicium (Si^{4+}), équidistant à chacun d'eux. Ces tétraèdres se combinent entre eux pour former une couche tétraédrique.

b) Unité octaédrique :

Elle est formée d'un octaèdre au centre duquel un ion d'aluminium (Al^{3+}) ou de magnésium (Mg^{2+}) est équidistant aux six hydroxyles (OH^-) des 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.

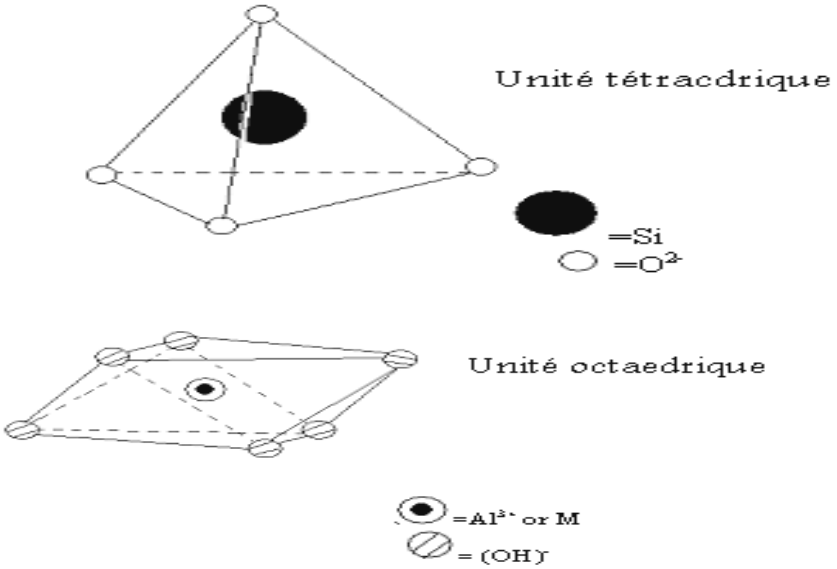


Fig. 1.1- Structure de base des argiles.

Á partir de ces structures de base nous pouvons définir plusieurs familles d'argiles (La kaolinite, l'illite, le chlorite, la montmorillonite).

1.5.1 Les argiles du groupe de la kaolinite :

Dans la kaolinite les couches d'octaèdres et les couches de tétraèdres sont parallèles, et s'intercalent de telle façon que les atomes supérieurs et inférieurs de chacune des couches appartiennent à un même plan.

L'espacement de base entre les ions d'oxygène dans l'unité tétraédrique et les ions hydroxyles dans l'unité octaédrique est presque identique, de ce fait les couches tétraédriques et octaédriques peuvent s'associer et former ainsi le feuillet de kaolinite avec une formule générale : N (Al2 Si2 O5 (OH) 4) Notons que l'épaisseur du feuillet élémentaire est d'environ 7Å mais les dimensions dans les deux autres directions sont infinies. La structure de la Kaolinite est donnée dans la figure (1.2).

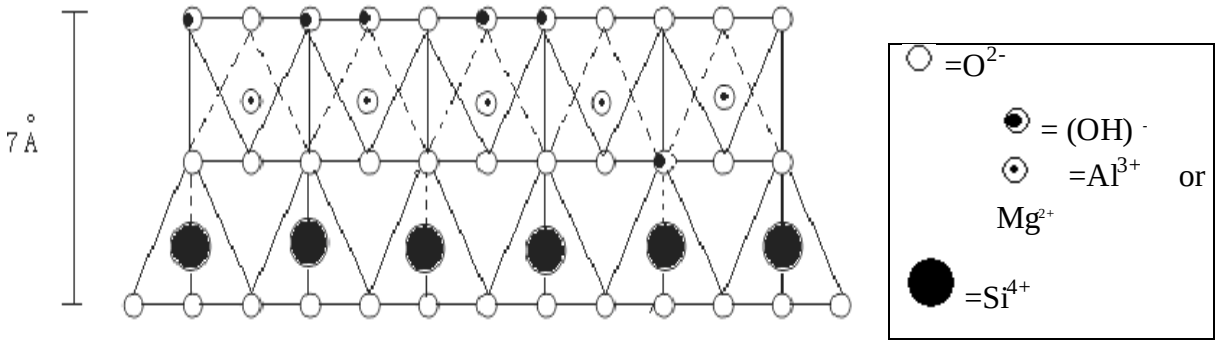


Fig. 1.2- Structure de la kaolinite

1.5.2 Les argiles du groupe des micas (les illites) :

La structure du feuillet est en forme de « sandwich », composé d'une couche octaédrique comprise entre deux couches tétraédriques.

L'illite est un des minéraux argileux du groupe des micas le plus répandu dans la nature. La structure de l'illite ressemble à celle de la montmorillonite. La différence provient de ce que l'aluminium remplace à 20 % le silicium dans les tétraèdres et que des atomes de potassium venant rétablir l'équilibre des charges rompu par le remplacement, assurent la liaison des couches tétraédriques et octaédriques. Cette liaison est suffisante pour empêcher l'eau de s'insérer à l'inter couche et l'illite n'est pas donc une argile très gonflante.

Les illites sont des particules de dimensions plus petites que la kaolinite de diamètre équivalent moyen de 0,3 µm, et d'une épaisseur de 100 Å.

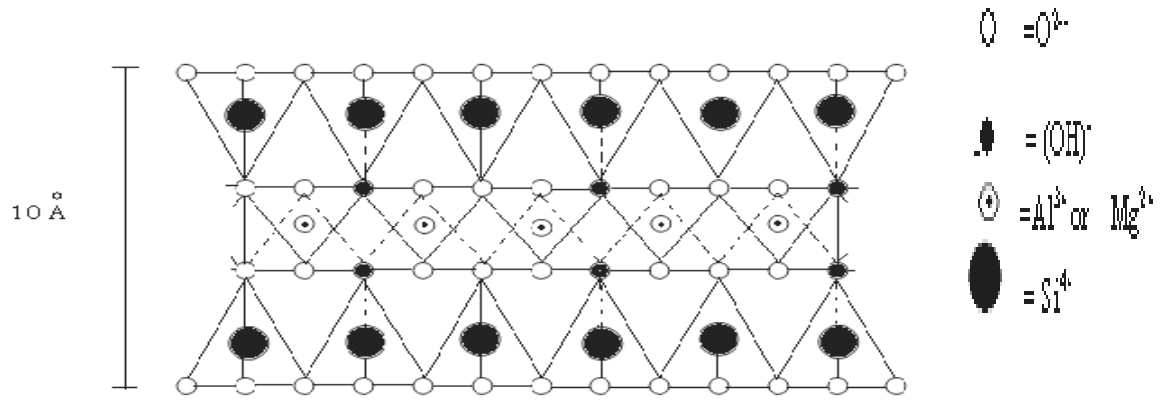


Fig. 1.3- Structure d'illite

1.5.3 Les argiles du groupe des smectites (la Montmorillonite) :

Ce sont des argiles du même type que le mica (une couche octaédrique entre deux couches tétraédriques), mais les liaisons ente feuillets sont plus faibles.

Les substitutions isomorphiques sont principalement localisées en couches octaédriques.

Les smectites possèdent ainsi des propriétés de gonflement qui se produisent surtout en présence d'eau et peuvent provoquer la dissociation complète des feuillets.

Les smectites (par exemple la montmorillonite) se caractérisent par l'existence entre deux feuillets d'un certain nombre de couches d'eau contenant des cations échangeables (libres) généralement des cations sodiques et calciques, ce qui entraîne un écartement des feuillets variables suivant les conditions du milieu.

Dans la montmorillonite, il y a un remplacement partiel de l'aluminium des octaèdres par du magnésium (presque un sur six), le déficit de charge est composé par des cations généralement Na^{+} ou Ca^{++} situés entre les feuillets et qui sont échangeables (ou compensateurs), ainsi la montmorillonite peut se présenter par la formule suivante :

$(Si_4 Al_2 O_{10} (OH)_2)_2$. Les feuillets sont empilés l'un sur l'autre comme les feuilles d'un livre.

Les montmorillonites sont des minéraux ou les liaisons entre les feuillets ont affaiblies, si bien que de l'eau se glisse entre ces feuillets en quantité variable. C'est ce qui explique que les montmorillonites sont sujettes au gonflement.

Un sol contenant un pourcentage élevé de montmorillonite est susceptible de gonfler provoquant ainsi l'endommagement des fondations superficielles et des structures.

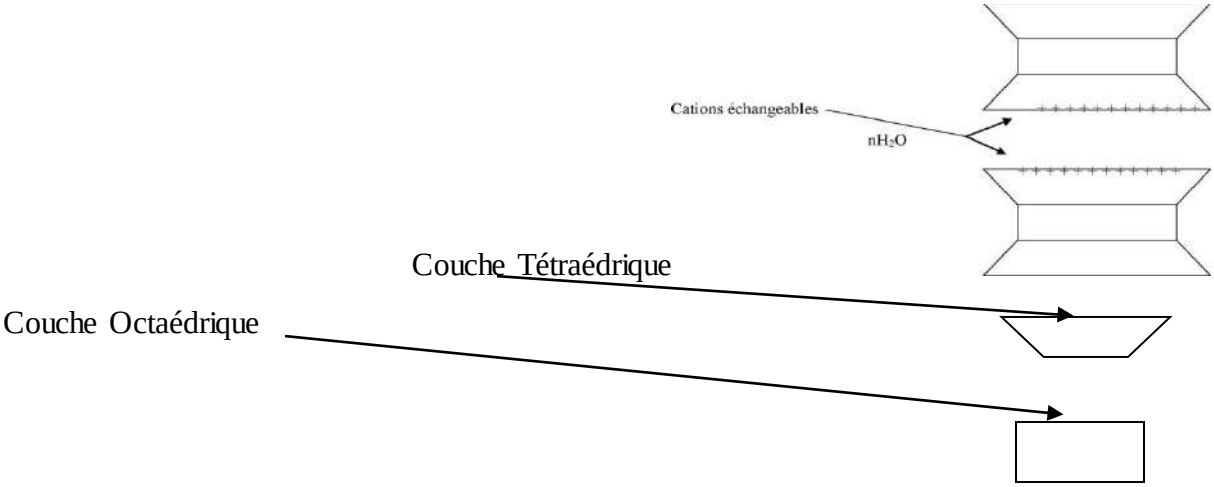


Fig. 1.4- Structure de la montmorillonite.

1.6 Principaux problèmes des sols argileux :

Dans de nombreux pays du monde, le gonflement est à l'origine de fréquents désordres dans les ouvrages légers. Aux États-Unis d'Amérique, les dommages provoqués par le gonflement des sols présentent un coût supérieur à celui de toutes les catastrophes naturelles. En Algérie, l'urbanisation de certains quartiers des villes et la construction des routes se heurtent aux problèmes que cause les phénomènes de gonflement, de tassement et de glissement.

1.6.1 Phénomène de retrait-gonflement des argiles :

Le phénomène de retrait-gonflement des argiles est un mouvement de terrain lent et continu dû a des variations de la quantité d'eau dans certains terrains argileux. De nombreuses communes sont victimes de ce phénomène.

1.6.2 Tassements :

Il s'agit de la diminution de volume de certains sols très compressibles (vases, tourbes, argiles) sous l'effet de charges appliquées et de l'abaissement du niveau des nappes aquifères par sur exploitation.

1.6.3 Glissements :

Ces mouvements, au sens large du terme, consistent en un déplacement plus ou moins continu d'un versant instable de montagne ou de colline. Le mouvement est engendré par l'action de la gravité, de forces extérieures (hydraulique ou sismiques) ou d'une modification des conditions aux limites.

La masse de matériaux meubles ou rocheux fracturés se détache suivant une ou plusieurs surfaces de rupture par cisaillement qui correspondent souvent à des discontinuités préexistantes, visibles ou non et de formes diverses.

1.7 Quelques cas pathologiques :

Les désordres provoqués par le gonflement affectent généralement les constructions apportant de faible contrainte sur le sol support. La pathologie dépend du type d'ouvrage.

Les phénomènes de retrait et de gonflement de certains sols argileux ont été observés depuis longtemps dans les pays à climat aride et semi-aride où ils sont à l'origine de nombreux dégâts causés tant aux bâtiments qu'aux différents réseaux et voiries.

1.7.1 Cas des bâtiments :

Pour les structures de génie civil, on peut observer les désordres suivants :

- ✓ fissuration des structures
- ✓ distorsion des ouvrages
- ✓ rupture des canalisations
- ✓ décollement des fondations de bâtiments

La photo suivante représente des fissures au niveau d'une structure légère de génie civil :



Fig. 1.5- Déformation structurelle due au gonflement du sol à Al-Khod(Oman).

1.7.2 Cas des chaussées :

Pour le cas de chaussée, le gonflement peut provoquer des désordres importants à la structure routière. Ce phénomène est causé par des variations de la teneur en eau dans le sol. Il peut être attribué au climat et à la surcharge. Les désordres subis par la chaussée se résument généralement à des fissures qui apparaissent à la fin de la saison sèche sur les accotements de la chaussée, en saison de pluie ces fissures permettent à l'eau de s'infiltrer plus facilement

entraînant la saturation de ces zones et par conséquent leur gonflement, engendrant ainsi l'apparition de déformation à la surface de la chaussée, puis l'apparition de fissures longitudinales qui peuvent être assimilées à la chute de la portance dans les zones latérales de la chaussée entraînant l'affaissement des bords, ces phénomènes sont accélérés par le flux routier. Ces désordres s'amplifient avec le début de la saison sèche (Fig. 1.6).



Fig. 1.6- Déformation d'une chaussée de sol instable.

1.8 Conclusion :

Les désordres dans les ouvrages de génie civil tels que les remblais routiers et les chaussées, les fondations et les structures, les canaux et les conduites se rencontrent ainsi couramment dans les terrains gonflants ; Ces dégâts surpassent ceux produits par l'effet combiné des tremblements de terre, ouragans et glissements de terrains. Pour éviter le problème des sols gonflants, on dispose de certaines mesures et solutions, parmi lesquelles on peut distinguer :

- Le changement de site.

- Le remplacement des sols gonflants par un matériau non gonflant.

- La protection du sol gonflant vis à vis des accès d'eau.

- La prévention du gonflement par un chargement approprié, et ainsi le calcul des structures de manière à ce qu'elles puissent supporter les pressions de gonflement susceptibles de se développer.

- La possibilité de variation de volume sous des conditions de chargement déterminé, les structures étant conçues alors, pour suivre les déplacements sans dommages.

- La mise en place de fondations profondes, développant leur capacité portante au delà de la zone active.

- et enfin la stabilisation du sol gonflant par un traitement approprié.

Cette dernière solution est étudiée par un grand nombre de chercheurs. elle est présentée en détails dans le chapitre suivant, en mentionnant les résultats de recherches dans le domaine.

Chapitre 2:
Techniques D'amélioration Des Sols

2.1 Introduction :

Le traitement des sols est souvent appliqué, œuvré pour augmenter leur résistance, réduire ou augmenter leur perméabilité ainsi que pour diminuer leur compressibilité (tassement). Il est, aussi utilisé pour minimiser la sensibilité du sol aux variations de la teneur en eau comme dans le cas des sols expansifs.

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 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 la chaux, les laitiers de haut-fourneau ou l'émulsion de bitume.

2.2 Technique d'amélioration des sols :

Les méthodes d'amélioration des sols grenus font appel à des processus très divers :

- Densification par augmentation statique de la contrainte à la surface du sol (préchargement) ou en profondeur (compactage) ;

- Remplissage des vides (injection) ;

- Dislocation de la structure du sol, puis restructuration par des actions externes au massif (chocs du pilonnage intensif) ou internes au massif (vibrations, explosions) ;

- Mélange avec un liant pour constituer des colonnes plus résistantes (colonnes de sol traité).

Elles sont, de façon générale, de mise en œuvre rapide et relativement facile. Comme dans le cas des sols fins, seules les méthodes les plus couramment utilisées seront décrites: préchargement, vibrocompactage, pilonnage, compactage statique en profondeur, colonnes de sol traité, etc.

Les techniques d'injection de la masse du sol, les différents moyens de drainage, les renforcements des terres, etc., sont aussi décrits dans ce chapitre.

2.2.1 Amélioration des sols par compactage :

Il peut être exécuté sur des sols excavés ou des remblais réalisés avec des couches minces. La vibration peut produire une densification additionnelle dans les sols présentant une cohésion.

Le compactage peut engendrer un accroissement de la compacité du sol, du à un meilleur

arrangement des grains et élimination des vides. Des études expérimentales de compactage des sols appropriés sont réalisées sur des remblais sujets de tassements. Il ya donc un optimum de compactage à réaliser, c'est cet optimum que le laboratoire se propose de déterminer.

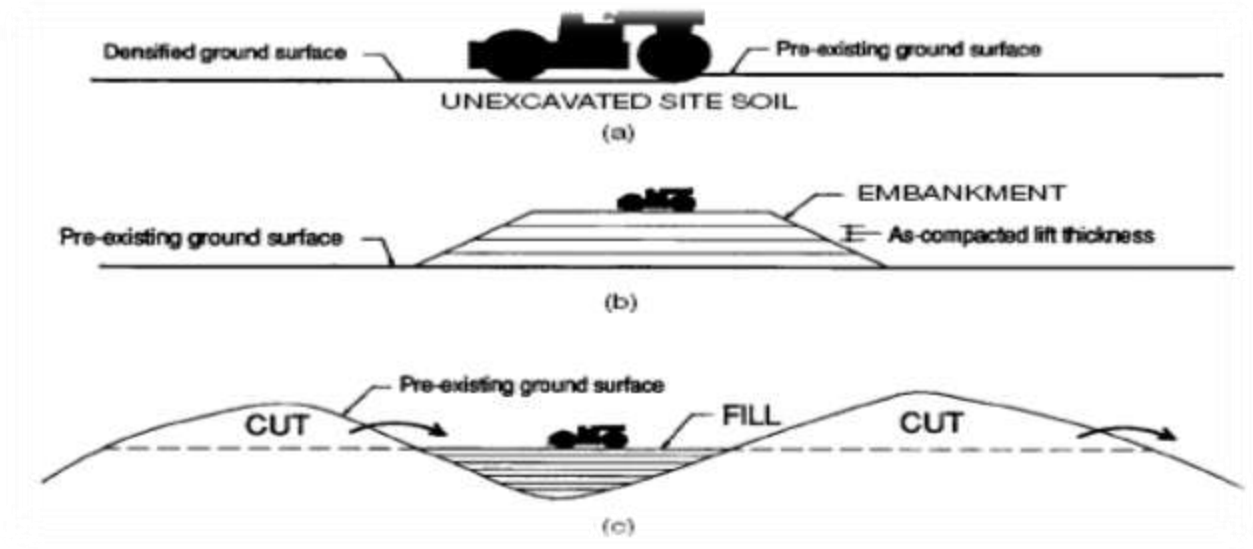


Fig. 2.1- Compactage de surface

Le compactage de surface est utilisé généralement pour une profondeur maximale d'environ 3m. Pour des profondeurs supérieures on utilise les types de compactage profond suivants: Compactage dynamique, Vibro-compactage.

2.2.2 Amélioration des sols par drainage :

Le but du drainage est le même que celui du rabattement, alors que les moyens sont nettement différents. 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 très peu à peu perméables.

Les systèmes de drainage sont fabriqués de filtres d'agrégats poreux pour collecter l'eau et ensuite l'envoyer 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. Il est donc souhaitable de réduire la perte de charge due au flux à travers le filtre à une valeur basse compatible avec la granulométrie dictée. Le drain filtre d'agrégats peut être conçu par une couche d'agrégat fin gradué pour filtrer et d'une couche d'agrégat grossier à forte perméabilité pour drainer l'eau.

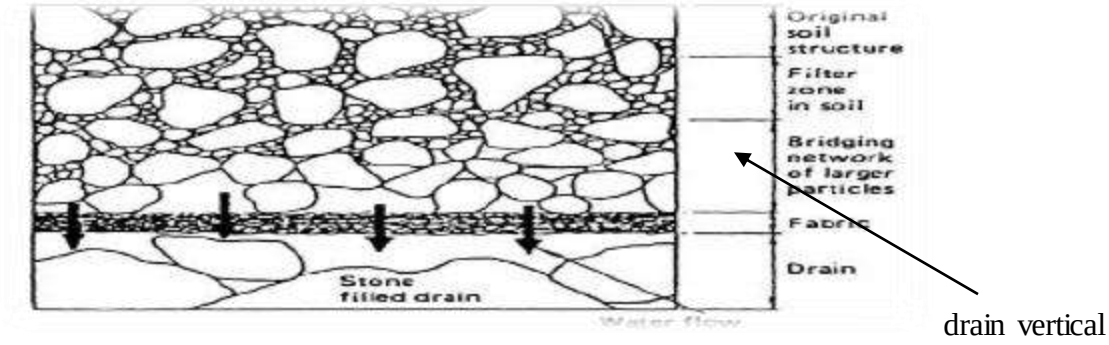


Fig. 2.2- Drain filtre

Les drains verticaux visent à diminuer le temps requis pour la consolidation de sols très compressible en accélérant, à l'aide d'une surcharge, l'expulsion de l'eau qu'ils contiennent. Il est constitué d'une plaquette ondulée ou surmontée de "chevilles" en polymère flexible. Cette plaquette, mesurant 100 mm de largeur sur 6 mm d'épaisseur, est enrobée d'une membrane géotextile synthétique, choisie en fonction des propriétés de filtration recherchées et de sa capacité à résister 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 utilisée 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 raides.

Après leur installation, un coussin de sable ou de gravier filtrant et une surcharge, qui peut dans le cas d'approches de viaducs constituer une partie des remblais permanents, sont placés au-dessus de la surface de travail pour provoquer l'acheminement de l'eau interstitielle vers les drains qui, à leur tour, l'amèneront vers la surface, accélérant dès lors la consolidation des sols compressibles.

2.2.3 Amélioration des sols par renforcement des terres :

2.2.3.1 Terre renforcée :

La terre renforcée est une technique qui consiste à obtenir un matériau composite constitué d'un sol contenant des éléments le renforcement (bandes d'acier galvanisé ou des géogrilles polymères).

Les sols meubles sont généralement faibles en traction ; la mise en place à l'intérieur de ces derniers d'éléments de renforcement permet d'augmenter leurs portances. Le matériau composite possède alors une résistance à la traction suffisante, dans la direction de fonctionnement tout en mobilisant les efforts de frottement dans la zone de contact.

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,
- ✓ Matériau polymère, geosynthétiques,
- ✓ Treillis métalliques,
- ✓ Les grilles sont des éléments métalliques ou en polymère arrangés en réseaux rectangulaires (maillages),
- ✓ Les fibres de géotextiles synthétiques ou naturelles, ...

Le mécanisme de transfert de charge entre le sol et l'élément renforçant est gouverné par le frottement qui se développe à l'interface entre les deux constituants. Dans le cas des murs en terre renforcée, les deux éléments sont considérés comme un bloc cohérent dans l'analyse de la stabilité, avec une pression des terres active actionnant derrière le bloc (analyse contre le glissement, renversement et rupture de la capacité portante). La rupture interne peut arriver uniquement s'il ya une perte du frottement entre le sol et le renforcement, ou par rupture par traction des éléments de renforcement.

2.2.3.2 Terre ancré :

Dans les terres ancrées la résistance est assurée par le développement des pressions de portance autour de l'ancrage à la fin du membre tendu lequel est en contact avec la force.

2.2.3.3 Technique de renforcement in situ :

Le principe de base consiste à mobiliser un certain volume de terrain ou de rocher encaissant de façon à rétablir ou à renforcer la stabilité d'une fondation au renversement, au glissement ou au soulèvement.

Les domaines d'application les plus courants sont donc le renforcement des murs de soutènement sous-dimensionnés, des massifs de fondation de poids insuffisant, des radiers soumis à des sous pressions, etc.

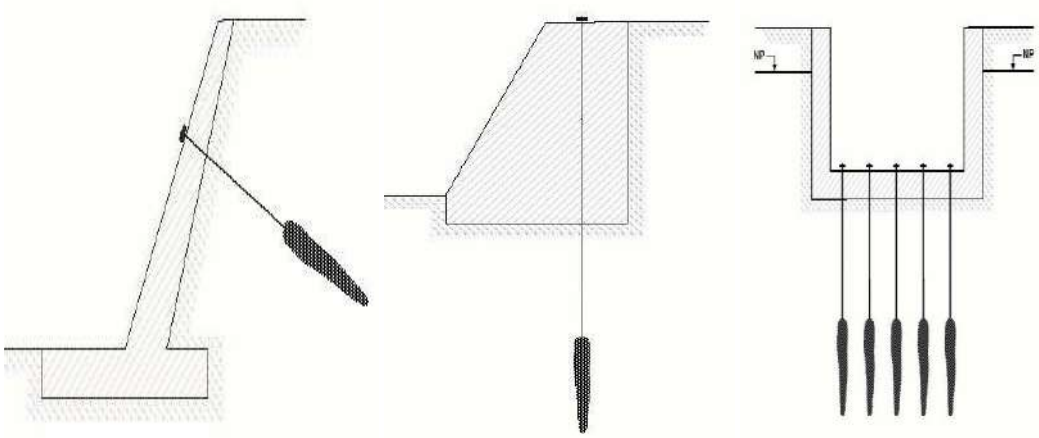


Fig. 2.3- Diverses applications de tirants d'ancrage en confortement.

2.2.3.4 Matériaux synthétique :

La construction de remblais sur sols compressibles constitue un enjeu majeur. Dans ce contexte, l'utilisation de nappes geosynthétiques pour améliorer la stabilité de ces remblais est une des techniques de renforcement de sol parmi les plus efficaces et largement éprouvée.

Les différents Types de matériaux geosynthétiques des produits polymériques on peut citer :

- ✓ Géotextiles ;
- ✓ Geogrilles ;
- ✓ Geonets ;
- ✓ Geomembranes ;
- ✓ Geocomposites ; …

2.2.4 Amélioration des sols par inclusion :

2.2.4.1 Colonnes à module contrôlé :

Les colonnes à module contrôlé sont des inclusions semi-rigides et cimentées dont les modules de déformation peuvent varier de 500 à 12,000 MPa, ou de l'ordre de 5 à 30 fois plus faibles que ceux du béton. Elles sont mises en œuvre comme procédé de renforcement de sol. 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.

Le principe des colonnes à module contrôlé trouve son origine dans la méthode des inclusions au sens le plus large. Les procédés de réalisation, de dimensionnement et de contrôle ont cependant été développés par pour optimiser les résultats. Cette technique est préférable aux colonnes ballastées, réalisées par **Vibro-Remplacement**, 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.

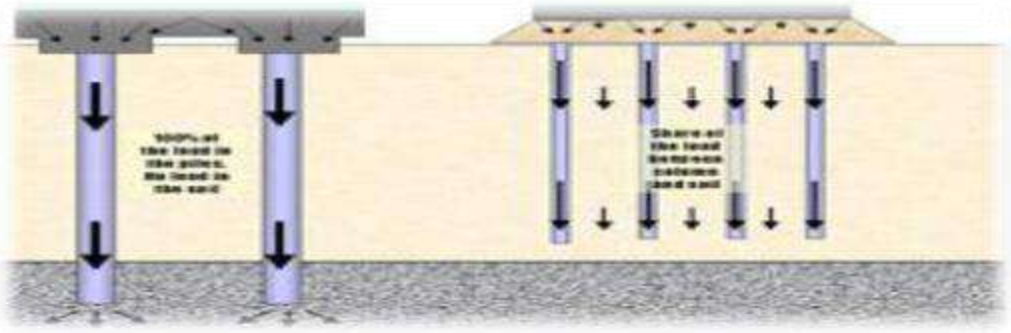


Fig. 2.4- Colonnes à module contrôlé.

Les colonnes à module contrôlé sont généralement réalisées à l'aide d'une vis spécialement conçue par MÉNARD SOLTRAITEMENT pour refouler le sol. L'outil est vissé dans le sol jusqu'à la profondeur désirée puis remontée lentement sans déblais vers la surface. Simultanément, un coulis ou mortier est injecté dans le sol par l'âme de la tarière creuse de la vis spéciale en utilisant des pressions modérées. Ainsi, l'on constitue une colonne de 450 à 600 cm de diamètre de matériau cimenté qui admet des contraintes de 10 à 50 bars, selon les dosages. 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 sur l'environnement, ne comportant ni vibration ni battage



Fig. 2.5- Mise en œuvre colonnes à module contrôlé.

2.2.4.2 Colonnes ballastées :

Les colonnes ballastées sont des colonnes constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mis 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 maillages 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 de la nature du sol à traiter.

Cette technique est utilisée dans les sols cohérents tels limons et argiles. Le dispositif de forage est composé d'un tube prolongé en partie basse par un vibreur électrique ou hydraulique. Ce dispositif est foncé dans le sol à l'aide du vibreur et crée ainsi une empreinte en refoulant le terrain jusqu'à la base du massif à consolider. L'introduction latérale du ballast à la base du vibreur est réalisée soit gravitairement soit à l'aide d'une pompe à graviers. Ce remplissage est effectué par couches successives tout en maintenant la vibration afin de compacter le ballast et de continuer à refouler le sol. Dans certains cas particuliers, il est possible de procéder à un remplissage complémentaire de coulis bentonite-ciment simultanément à la mise en place du ballast à l'aide d'un tube latéral.

L'ensemble de ces opérations est réalisé par passes remontantes sur la totalité de la hauteur de terrain à consolider. L'amélioration de sol par colonnes ballastées consiste à mettre en œuvre un «maillage » de colonnes constituées de matériaux ou graveleux, amenant une densification

des couches compressibles et les rendant aptes à reprendre des charges issues de fondations. Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes :

- ✓ augmenter la capacité portante du sol;
- ✓ diminuer les tassements totaux et différentiels;
- ✓ diminuer le temps de consolidation par création d'éléments drainant;
- ✓ diminuer les risques induits par les phénomènes de liquéfaction lors des séismes.

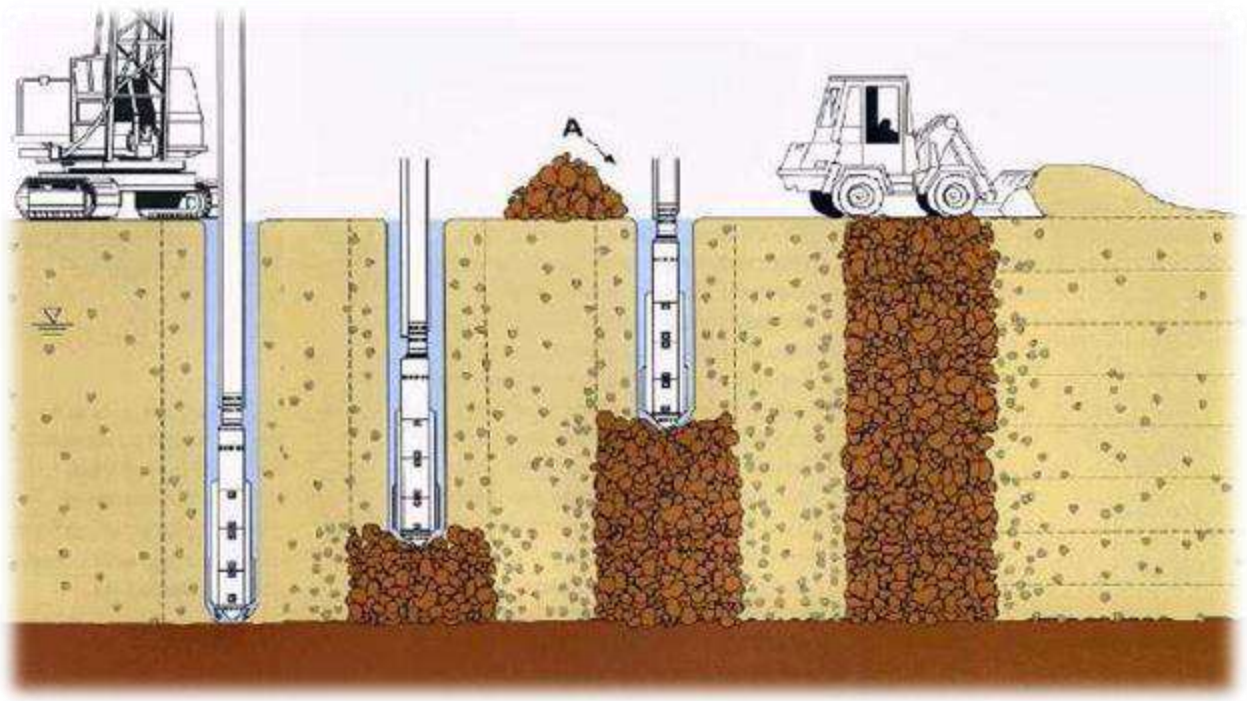


Fig. 2.6- Colonnes ballasté

2.2.4.3 Inclusion rigide :

Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides permet de réaliser la fondation d'ouvrages de grandes longueurs (remblais routiers, ferroviaires) ou de grandes dimensions (bâtiments industriels, réservoir de stockage…) sur des sols à caractéristiques médiocres tout en étant économiquement intéressants. Ce procédé, en superposant un matelas granulaire à un réseau d'inclusions rigides verticales, tire parti des transferts de charges se mettant en place dans tout matériau granulaire Cette technologie, par la mise en œuvre d'un matelas granulaire associé ou non à un dallage ou un geosynthétique sur un sol compressible renforcé d'un réseau d'inclusions rigides permet de reporter vers le réseau de pieux un maximum de charge. L'efficacité E du renforcement peut ainsi être quantifiée par le rapport de la charge transmise aux inclusions à la charge totale des sollicitations (poids du remblai, surcharge éventuelle). En tirant ainsi parti de l'effet d'arche se produisant dans le matelas granulaire, on peut espérer obtenir une réduction significative des tassements de surface, qui seraient inadmissible sans renforcement. Au cours des années 1990, la complexité de ce type d'amélioration de sols s'est

accrue en incluant dans certains cas des dallages ou encore des renforcements horizontaux de type géotextile. Toutefois, l'absence de réglementation relative à ce type d'ouvrage en fait une technologie qui demeure expérimentale.

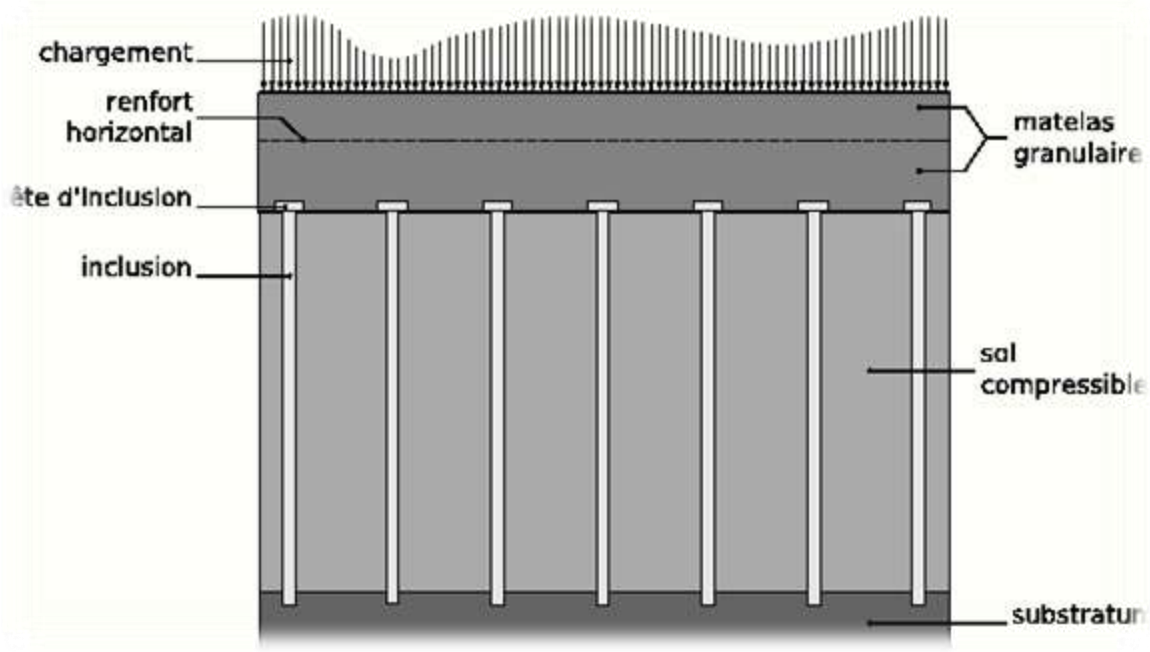


Fig. 2.7- Principe du renforcement de sol compressible par inclusions rigides.

2.2.5 Amélioration des sols par injection :

L'injection des sols est un procédé largement utilisé dans les travaux de traitement des terrains dont les caractéristiques mécaniques et/ou hydrauliques initiales sont médiocres insuffisante, et ce, 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.

2.2.5.1 Injections classiques :

Une injection classique est une injection qui agit a priori sans déplacement des terrains ; sa mise en œuvre n'est en tout cas pas destinée à resserrer ceux-ci. C'est donc une technique de comblement et d'imprégnation, destinée à remplir des vides naturels, qui sont, soit des fissures (terrains cohérents, rocher), soit les vides des terrains granulaires. Le remplissage se fait avec un coulis sans déformation intentionnelle du sol.

Le résultat de l'injection est donc une diminution de la perméabilité du massif, ce qui est le plus souvent le but recherché. Mais une amélioration des caractéristiques de résistance et de déformabilité est également obtenue. Dans cette optique, l'injection, telle que définie, peut

stabiliser un ouvrage en stoppant des déformations. Cette technique de confortement est donc envisageable dans la mesure où l'ouvrage présente des désordres encore acceptables et où le simple arrêt de leur évolution est suffisant.

Le jet-grouting est un procédé de traitement des sols par une injection à grande vitesse et pression, de fluides et coulis. Effectué de manière continue ou discontinue, il permet la réalisation de colonnes, demi-colonnes, lamelles ou parois. Il est applicable à tous les terrains meubles, hormis les sols très organiques. Le traitement par jet grouting conduit à réaliser des éléments rigides d'un mélange de sol ciment, dont la mise en œuvre fait appel à trois phénomènes distincts intervenant indépendamment ou en combinaison:

- Une déstructuration des terrains en place sous un jet à très grande vitesse;
- Une extraction d'une partie des éléments constitutifs du sol en place, additionnée de coulis (rejets de découpage ou spoil);
- Une incorporation de matériaux d'apport sous la forme d'un jet de coulis de composition adaptée à la résistance recherchée.

Le jet grouting conduit à un renforcement du sol et c'est l'obtention de caractéristiques géométriques et mécaniques qui est recherchée. Le sol hors colonne ne subit pas ou peu d'amélioration. Cette méthode d'injection se distingue donc fondamentalement des injections classiques ou de claquage. Dans le domaine des fondations ou soutènements, le jet conduit donc à de véritables éléments porteurs ou de soutiens assimilables à leurs équivalents traditionnels. Le jet-grouting permet également de remplir des fonctions d'étanchéité.

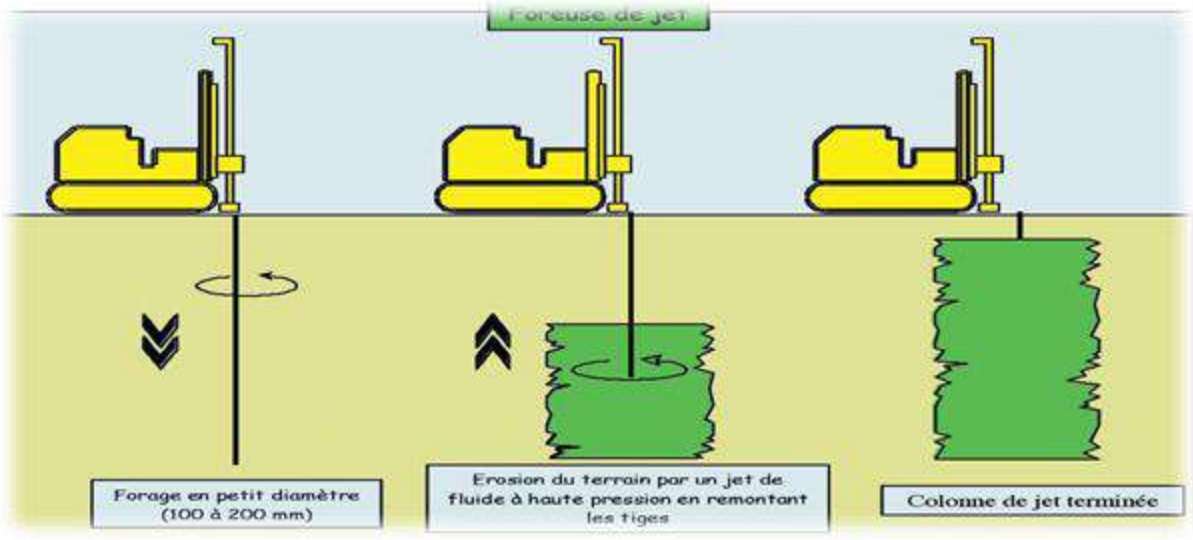


Fig. 2.8- Principe de réalisation d'une colonne de jet grouting.

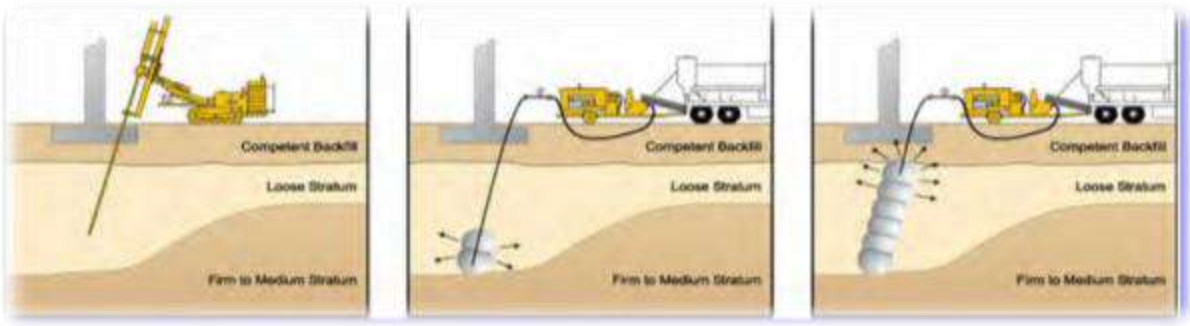


Fig. 2.9- Amélioration des sols par injection.

2.2.6 Amélioration des sols par addition d'ajouts minéraux :

Traiter un sol consiste à mélanger intimement ses éléments à une certaine quantité d'additifs. Cette opération provoque une modification physico-chimique qui intervient dans la stabilisation du sol tel que réactions d'échange de base avec les particules d'argile (cation) et les réactions pouzzolaniques (cimentation), qui corrige ses défauts de perméabilité et améliore ses qualités de résistance (capacité portante) et de durabilité. Pratiquement tous les sols peuvent être traités. La stabilisation peut être utilisée, avant compactage, in situ ou avec des sols excavés ou amenés d'ailleurs.

Cependant une analyse préalable de leur nature est nécessaire avant chaque traitement. Elle détermine la technique et les moyens les plus appropriés à mettre en œuvre, en fonction des spécificités du terrain :

- utilisation d'addition (chaux, ciment, ajouts minéraux…);

- dosages à respecter;

- épaisseur du sol à traiter.

Le traitement des sols en place ou rapportés est aujourd'hui très largement employé sur tout le territoire. Il est par ailleurs d'une grande simplicité de mise en œuvre. Les ajouts minéraux les plus utilisés:

- ✓ le ciment,
- ✓ la chaux,
- ✓ les ajouts cimentaires (laitier, pouzzolane naturelle, cendres volantes et fumée de silice…etc.),
- ✓ le bitume,



Fig. 2.10- Stabilisation chimique.

2.2.7 Autre technique d'amélioration :

2.2.7.1 Électro-osmose :

L'Électro-osmose a été initialement mise au point par CASAGRANDE (1947) pour éliminer l'eau contenue dans les argiles actives à faible perméabilité. Cette technique s'est révélée efficace lorsqu'elle a été employée pour introduire un agent chimique dans le sol, soit par dissolution de l'anode, soit par utilisation directe d'un électrolyte. Cette opération améliore la stabilité du sol soit par modification chimique dans les matériaux argileux par déplacement d'ions, soit par cimentation partielle des vides interstitiels. Cette variante d'électro osmose est connue sous le nom de stabilisation électrochimique. Le Phénomène d'Electro-osmose sert à appliquer une DDP dans un matériau poreux saturé, l'électrolyte se déplace de l'anode vers la cathode.

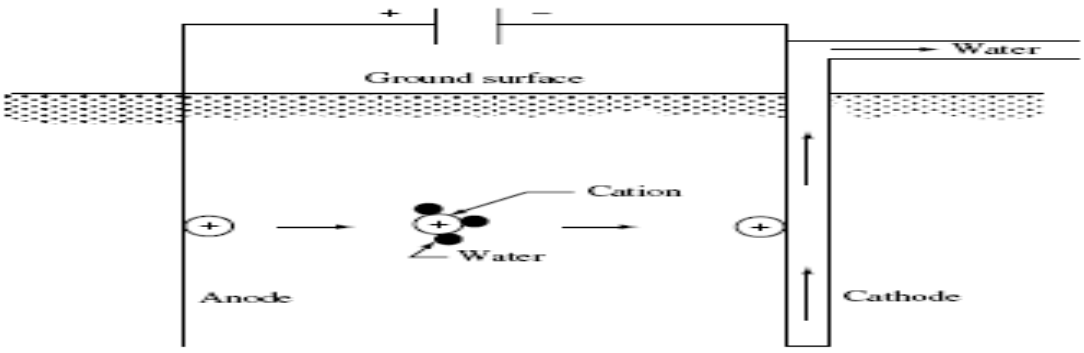


Fig. 2.11- Électro-osmose.

2.2.7.2 Électrochimie :

L'Électrochimie a en général pour effet de réduire suffisamment la teneur en eau des sols en conséquence d'augmenter leur résistance au cisaillement. La consolidation électrochimique est une variante de l'électro-osmose. Elle repose sur le fait que si l'on met à l'anode une solution salée, on peut arriver à la faire migrer dans le sol. Si la solution est bien choisie, cette

migration créera une consolidation par imprégnation d'ions.

Les cations associés aux argiles sont interchangeables; en conséquence l'introduction dans une argile riche en cations faiblement retenus et ayant une haute capacité d'échange, de solutions contenant un excès de cations mieux retenus conduira à un échange d'ions et améliorera les propriétés du sol. Tel est le fondement de la stabilisation de surface des montmorillonites par addition de chaux, de ciment ou d'autres composants. **I**l ya deux méthodes principales d'introduction d'électrolytes stabilisants dans un sol argileux:

- ✓ **P**ar solution et dispersion du matériau composant l'anode par électrolyte;
- ✓ **P**ar introduction directe d'éléments complémentaires à l'anode.

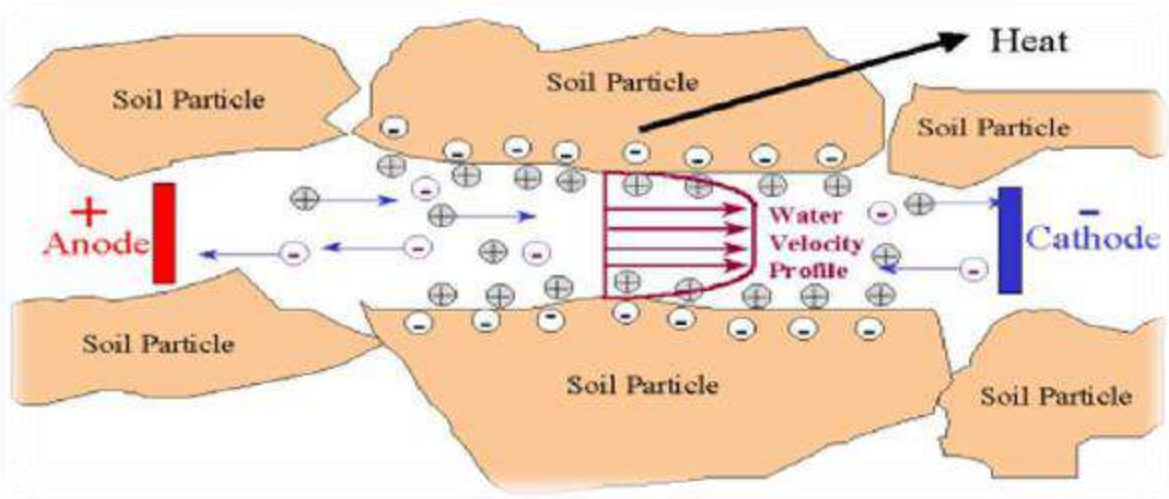


Fig. 2.12- Électrochimie

2.2.7.3 Amélioration temporaire par congélation :

Pour les sols fin : La méthode de renforcement temporaire des sols par congélation, développée principalement pour les matériaux grenus (sables, graviers), peut être appliquée aux argiles molles et aux limons, lorsqu'aucune autre solution 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 et il faut tenir compte de la déstabilisation du massif de 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.

La congélation est réalisée par circulation de saumure ou d'un gaz réfrigérant (azote liquide, habituellement) dans des tubes mis en place dans le sol à traiter. L'utilisation d'azote liquide permet une progression rapide du front de gel et une plus grande souplesse dans le maintien de la zone gelée.

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.

2.2.7.4 Le rabattement :

Il consiste à abaisser le niveau 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 est assuré.

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

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

- Le 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 autodestructrice ou tubés.

2.3 Conclusion :

Les différentes techniques d'amélioration des sols sont largement utilisées à travers le monde afin de prévenir les risques sismiques ou pour consolider des terrains à structure hétérogène, inconstructibles en l'état: l'utilisation intensive de remblais sableux pour gagner des terrains sur la mer en est sans doute l'exemple le plus représentatif. Dans ce but, différentes techniques ont été développées et sans cesse améliorées depuis deux décennies.

Grâce à une large gamme de solutions disponibles pour le traitement des sols, qui sont sans cesse maintenues à la pointe de la technologie, en mesure d'apporter une solution globale de traitement pour chaque cas. Les nombreuses références acquises mettent en avant la pérennité et l'efficacité de ces solutions, s'agissant de délais et de qualité du traitement mis en œuvre.

Ces choix doivent toujours être guidés par le souci constant de ne pas aggraver les désordres d'une autre structure qui présente déjà des insuffisances, ou de ne pas mettre en péril la bonne tenue des ouvrages voisins.

Chapitre 3 :

Effet Des Ajouts Minéraux Sur L'amélioration Des Sols

3.1 Introduction :

Les caractéristiques médiocres d'un sol ont un impact majeur sur les ouvrages de génie civil et leurs duré de vie. Ces sols peuvent être améliorés avec des ajouts chimiques et/ou cimentaires. On peut ajouter ces additives aux divers types de sols pour améliorer les caractéristiques géotechniques : facilité de mise en œuvre et de compactage, portance et résistance au poinçonnement. efficacité de ces ajouts dépend de la nature du sol traité et la quantité d'additive ajoutée.

Les additions couramment utilisés sont le ciment, la chaux et les sous produits (ajouts minéraux) sont considérés comme une pouzzolane artificielle.

De nombreuses études et recherches expérimentales ont été menées sur l'effet des ajouts minéraux sur les propriétés physique et mécaniques des sols argileux. Le potentiel de la stabilisation s'est avéré dépendre du type de sol, la quantité des stabilisateurs, des combinaisons de stabilisateur et de l'âge [Hossain et al. 2007]. Dans ce chapitre, on présente une synthèse des travaux de recherche effectués par plusieurs chercheurs sur les effets induits par les ajouts minéraux aux sols argileux.

3.2 Influence de la chaux :

3.2.1 Effet de la chaux sur la Plasticité :

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

Les minerais d'argile ont une nette charge négative, et, dépend d'eau interstitielle, adsorbe des cations afin d'équilibrer la charge déficit. Dans un état sec, les cations adsorbés sont étroite par la force électrostatique négative de particules d'argile. En présence d'eau interstitielle, les énergies d'hydratations de cation sont suffisamment grandes pour surmonter des forces d'attraction d'interparticule, et les cations adsorbés tendent à diffusé en dehors de la surface d'argile envers une solution à masse dilué pour que les concentrations soient les mêmes, afin d'équilibré leurs concentrations. Cependant, cette diffusion est limitée par le champ électrique négatif de la surface d'argile. La charge négative sur la surface d'argile et la distribution des cations adjacents forment ensemble ce qui est référencié de diffusion de double couche. Le rôle de cette double couche dépend du type de l'argile (montmorillonite ou kaolinite) [Goswami et Singh, 2005].

La chaux est généralement utilisé pour les sols ou la plasticité est élevé, tous les auteurs s'accordent que l'addition de la chaux entraine une amélioration de la consistance à cause d'une réduction significative de l'indice de plasticité qui se traduit par une augmentation de la limite de plasticité s'accompagne par une diminution de la limite de liquidité, cela est prouvé même à long terme. Ainsi, la surface spécifique est réduite immédiatement après l'incorporation de la chaux à l'issue de la floculation des argiles. Ces résultats ont été confirmés par de nombreux chercheurs.

Ola (1977), Attoh-Okine (1995), Bel (1996) ont noté que l'augmentation ou la réduction dans les limites d'ATTERBERG dépend du type de sol. Pour les sols « Illite et Kaolinite» il ya une augmentation de la limite de liquidité, pour le sol « Montmorillonite » il ya une diminution de la résistance de la montmorillonite limite de liquidité. Ce comportement peut être du a la formation de minéraux de cimentation et donc au changement de la surface spécifique avec la maturation.

George et al. (1992) ont conclu que l'indice de plasticité du sol diminue avec l'addition de la chaux et cette diminution est associée avec l'augmentation de la limite de plasticité plutôt que la diminution de la limite de liquidité.

Sakr et al. (2007) ont exprimé leurs résultats après un traitement avec la chaux d'un sol argileux d'une grande teneur en matière organique à 7, 15, 30 et 60 jours. Ils ont trouvé que la limite de liquidité et de plasticité ont montré le même comportement. Les deux limites augmentent avec la chaux et diminuent avec l'âge, ceci est attribué par l'effet hygroscopique « adsorption d'eau intergranulaire par le sol), qui est graduellement diminue avec l'âge due a la réaction pouzzolanique. D'autre part, l'augmentation de la chaux et la diminution de LL avec l'âge est due probablement à la substitution des ions de Ca^{2+} avec des ions de Na^{+}et de K^{+}du sol, causer une réduction de la teneur en eau dans le sol.

Yong et Ouhadi (2007) ont trouvé que la limite de plasticité augmente et l'indice de plasticité diminue après 1 jour de cure dans un sol marneux à cause de l'effet d'échange ionique dans le sol avec l'addition de la chaux, cette échange induit une réduction de la double couche d'eau diffuse et par conséquent la formation d'agent de cimentation pendant la stabilisation « agrégation et coagulation » de sorte que la quantité d'eau emprisonnée dans la structure du sol augmente et mène à un accroissement de la limite de liquidité.

Bell (1996) a réalisé une étude de l'évolution de la plasticité lors du traitement à la chaux du quartz de deux types de sols argileux, composés en majorité de kaolinite pour le premier et de montmorillonite pour le second. Les résultats indiquent que la limite de plasticité et la limite de liquidité de la kaolinite traitée augmentent légèrement avec l'addition de 2% de chaux.

Pour l'argile montmorillonite traitée, la limite de plasticité augmentent avec la chaux jusqu'à 4 % puis se stabilise alors que la limite de liquidité diminue progressivement jusqu'à 8 % de chaux. Ces résultats mènent l'auteur à conclure que la chaux modifie l'affinité à l'eau des particules de la kaolinite et cela se traduit par l'augmentation de la capacité d'échange cationique et en conséquence de la capacité d'absorption d'eau et donc LL augmente. Au contraire dans le cas de la montmorillonite, l'ajout de la chaux diminue considérablement la limite de liquidité avec l'augmentation de la limite de plasticité. Cette différence de comportement de Kaolinite est expliquée par la différence dans l'échange cationique et les différents niveaux d'activité sur la surface de la particule d'argile. De plus, Bell a conclu que la quantité de chaux nécessaire à une modification «maximale » à court terme pour les trois matériaux testés est entre 1 % et 3 % de chaux.

Siva Pullaiah et Lakshmikantha (2005) ont étudié l'effet de la consistance de la bentonite sur l'illite plus l'effet de la chaux sur le mélange illite-bentonite. Les résultats montrent que

l'addition de 20% de bentonite à l'illite augmente la limite de liquidité de 134 à 160, et la limite de plasticité est inférieure a celle de l'illite seule, par conséquence l'indice de plasticité du mélange est élevée par rapport à l'illite seule. Avec l'addition de chaux aux mélanges bentonite-illite il n'ya pas de changement immédiat dans les limites d'ATTERBERG, excepté une faible augmentation du LP, et une légère diminution de l'indice de plasticité. Par contre la limite de liquidité reste constante et indique que l'effet de floculation et les échanges cationiques s'opposent, d'où aucun changement de limite de liquidité. Avec le temps les particules sont cimentées par la réaction sol-chaux et la limite de liquidité diminue graduellement. Par contre il n'ya aucun effet apparent sur la limite de plasticité du mélange.

Ainsi que la plasticité du mélange n'étais pas affecté par 1% de chaux immédiatement, mais elle diminue avec le temps.

3.2.2 Effet de la chaux sur le compactage :

Les caractéristiques de compactage dépendent de deux paramètres, la distribution de la granulométrie des grains et le poids spécifique du sol et des ajouts minéraux stabilisateurs.

Ces stabilisateurs réagit initialement avec le sol pour former des grands agrégats par conséquent ils occupent un grand espace. Cependant, les fines du sol tendent à diminuer la densité sèche, les stabilisateurs (qui tendent a augmenté la densité sèche) compense les espaces plus grands.

D'après Bell (1996) l'addition de la chaux avec les sols argileux augmente leur teneur en eau optimale et réduit leur densité sèche maximale ce qui est conforme avec les résultats de plusieurs chercheurs [George et al. 1992; Ola, 1977; Gay et Schad, 2000; Kavak et Akyarh, 2007; Hossain et al. 2007; Manasseh et Olufmi, 2008]. Yong et Ouhadi (2007) ont expliqué que cela est dû à la formation immédiate des produits de cimentation. Bell (1996) a constaté (Tableau 3.1) une densité de compactage plus élevée a été obtenue par l'argile de kaolinite, que par les argiles expansibles tel que la montmorillonite. Dans les trois sols étudiés le quartz a développé la densité la plus élevés. Le CBR, aussi, a été amélioré pour les trois types du sol avec l'addition de la chaux, il augmente immédiatement après l'addition et continue d'augmenté avec le temps.

Tableau 3.1 – Effet de la chaux sur le compactage, CBR sur la kaolinite, montmorillonite, Quartz [Bell, 1996].

Matériaux	Teneur en chaux optimale (%)	Teneur en eau optimale (%)	La densité sèche maximale (Mg/m3)	CBR (%)
Kaolinite	0	29	1.4	1
	6	31	1.33	14
Montmorillonite	0	20	1.29	9
	4	25	1.15	18
Quartz	0	28	1.41	1
	6	32	1.40	22

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

Troisièmes, l'augmentation de la teneur en eau optimal avec l'augmentation de la chaux est due à l'eau supplémentaire exigée pour les réactions pouzzolanique [Manassah et Olufmi, 2008].

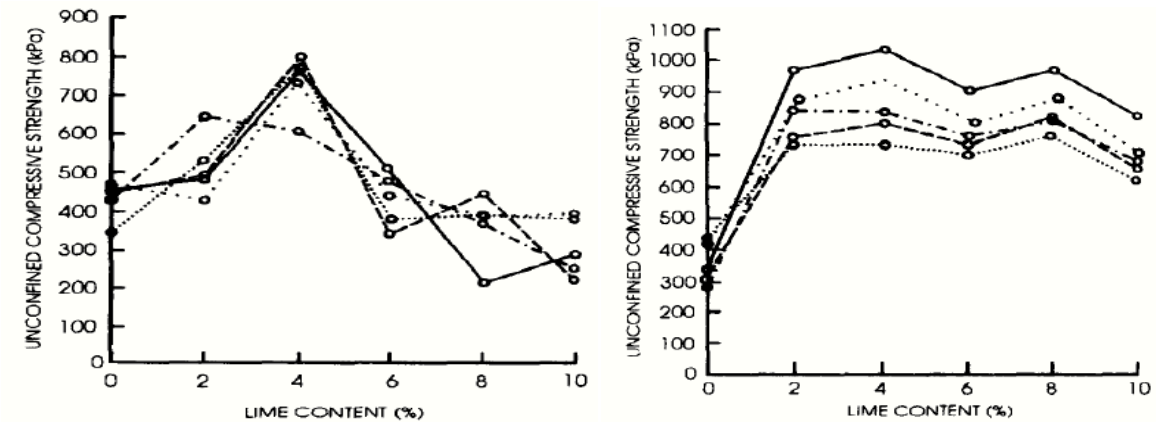
Sivapullaiah et Lakshmikantha (2005) ont trouvé dans leur investigations sur les caractéristiques du compactage que la teneur en eau optimal et la densité sèche maximale de l'illite n'a pas était changé avec l'addition de 20% de bentonite. Par contre, l'addition de la chaux au mélange illite-bentonite modifie la structure de l'argile, forme la floculation et permet la formation des vides de l'eau. L'addition de 1% de la chaux augmente la teneur en eau optimal et diminue la densité sèche maximale. La teneur en eau optimale augmente avec le temps.

3.2.3 Effet de la chaux sur la résistance à la compression :

La réaction immédiate du sol argileux avec les ajouts minéraux provoque des modifications du comportement rhéologique des sols traités qui est dû au phénomène de floculation entraînant un changement de la granulométrie par la formation d'agrégats [Kavak et Akyarh, 2007; Sakr et al. 2008; Okagbue et Ochulor, 2005; Osula, 1996 et Ansary et al. 2007], et induisant une amélioration des propriétés d'usage des sols traités. Même si l'optimum de [Ormsby et Kinter, 1973; Ola, 1977; Moussa et al., 1989; Attoh–Okine, 1995; Bell, 1996; Khattab, 2002; Osinubi et al., 2006; Guney et al., 2007].

Selon Bell (1996) la résistance mécanique des sols argileux augmente avec l'addition de la chaux ce qui est conforme avec les résultats de [Attoh-Okine, 1995 et Ola, 1977].

Bell (1996) a remarqué que la résistance dépend de la présence de pouzzolane, quand la pouzzolane est disponible, elle réagit avec la chaux, elle améliore la résistance. Il s'avérerait que la quantité absolue de silice et d'alumine requise pour soutenir la réaction pouzzolanique dans les sols argileux est relativement faible. Par conséquent les argiles montrent généralement une augmentation significative de la résistance quand la chaux (4 à 6%) est ajoutée pour la stabilisation. La Montmorillonite réponde beaucoup et plus rapidement, et ainsi montre un gain de résistance précoce que la kaolinite. Cependant, après un certain temps, n'est pas aussi élevée que la kaolinite. Concernant les résistances mécaniques, c'est la kaolinite qui permet l'acquisition des meilleures caractéristiques par rapport à l'illite et à la montmorillonite. Toutes les argiles (kaolinite, illite et montmorillonite) réagissent avec la chaux mais de manières différentes.



(a) (b)

Fig. 3.1- Effet de la chaux sur la résistance à la compression pour (a) montmorillonite (b) kaolinite [Bell, 1996].

Manasseh et Olufmi (2008) ont obtenu une valeur optimale de la chaux de 8%, pour laquelle la résistance à la compression augmente de 126 KN/m3, à 1400 KN/m3 et 1480KN/m3 à 7, 14 et 28 jours respectivement.

3.2.4 Effet de la chaux sur la résistance au cisaillement :

De nombreuses études ont été effectuées dans le but de voir l'effet de l'addition de la chaux sur la résistance au cisaillement des sols instables à traiter. Plusieurs chercheurs [Osula 1991,

Gay and Schad 2000, Muntohar and Hantoro 2000, Bagherpour and Choobbasti 2003, Lin et al. 2007] ont montré que la stabilisation des sols instables à l'aide de la chaux provoque une augmentation de la résistance au cisaillement de ces sols traités par rapport aux sols naturels. La période de cure est un facteur important dans l'évolution de la résistance au cisaillement

des échantillons traités. L'augmentation de la cohésion est attribuée à la cimentation des particules tandis que celle de l'angle de frottement est due à la floculation des mêmes particules (Fig.3.2). Enfin les résultats obtenus par Muntohar and Hantoro (2000) montrent que pour un dosage en chaux de 10 % l'angle de frottement est environ 1.7 fois celui du sol non traité. De même la cohésion est 1.3 fois celle du sol non traité.

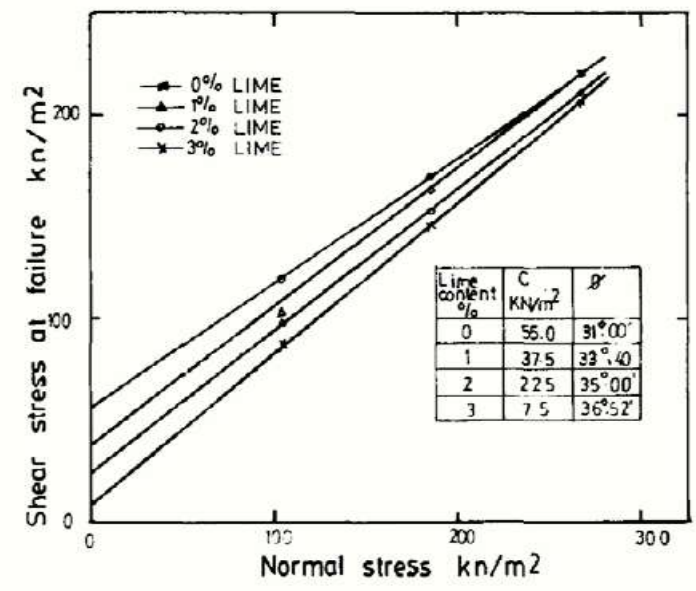


Fig. 3.2- Variation des paramètres de cisaillement des sols traités à la chaux [Osula 1991].

3.3 Effet du ciment :

3.3.1 Effet du ciment sur la plasticité :

Le ciment est généralement utilisé pour les sols de faible plasticité, et la teneur en eau est élevée dans le sol. Tous les auteurs s'accordent que l'addition du ciment cause une réduction dans l'indice de plasticité. L'incorporation du ciment réduit la plasticité des sols. Ces résultats ont été confirmés par de nombreux chercheurs [Degirmenci et al. 2007; Basha et al. 2002].

L'efficacité du ciment portland sur l'amélioration des rejets de charbon sur les limites d'ATTERBERG sont montrés dans le tableau 3.2:

Tableau 3.2 – Effet du ciment sur les limites d'ATTERBERG [Okagbue et Ochulor, 2007].

Ciment%	Limite de Liquidité	Limite de Plasticité	Indice de plasticité
0	32	21	12
2	37	22	15
6	38	25	13
10	39	29	10

Une augmentation pour les deux limites de liquidité et de plasticités a été observée avec l'augmentation du dosage du ciment, cependant, l'indice de plasticité diminue. Ces résultats sont apparus désirable pour la stabilisation, ça signifie qu'une réaction a eu lieu entre le ciment et le sol. La modification des particules d'argile par le ciment et la dissolution des silicates et aluminates de particule d'argile du à un PH élevé produit par la réaction de chaux et d'hydratation du ciment. Les matières dissout vont associer avec Ca^{+2} pour produire des agents de cimentation c'est de cette façon les particules d'argile adjacente seront lié [Okagbue et Ochulor, 2007]. Osula (1996) conclu que cette réaction mène à la formation de particules grossières, par conséquent, la réduction des fines particules mène à une réduction dans la surface superficielle et fait réduire la plasticité.

3.3.2 Effet du ciment sur le compactage :

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

Cependant, les résultats d'Okagbue et Ochulor (2007) montrent que l'addition de 0, 2, 6 et

10% de ciment au sol cause une augmentation de la densité sèche maximale, avec une légère réduction de la teneur en eau optimale. L'augmentation de la densité sèche peut être attribuée par la nature du sol étudié «sol graveleux bien gradué», la présence du composants du gravier et l'indice de vide élevé permet un compactage plus efficace. L'addition du ciment améliore et modifie les caractéristiques du sol, menant encore à un compactage performant avec une augmentation de la densité sèche. L'agglomération du ciment autour des grains de sol, causes une augmentation de la taille des particules fines, peut aussi avoir une légère réduction de la teneur en eau optimale. C'est parce que l'addition du ciment affecte la distribution des particules du sol en augmentant la taille des particules fines et de ce fait une réduction de l'attraction d'eau.

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

3.3.3 Effet du ciment sur la résistance à la compression :

Les résultats des essais d'Okagbue et Ochulor (2007) indiquent que la résistance à la compression augmente avec l'augmentation des dosages du ciment. L'augmentation de la résistance est attribuée aux composantes actives du ciment portland. Par l'hydratation, ces composés actifs (silicate tricalcique, silicate dicalcique et l'aluminate tricalcique) cristallisent et lient ensemble les particules du sol, de ce fait en les transformant en masse dure. Les résultats obtenus suggèrent que l'efficacité du ciment dans l'amélioration de la résistance du sol peut également être attribuée à la composition du sol.

Aiban et al. (1998) ont employé deux régimes de traitement: fermé (les spécimens ont été enveloppés et dans quatre couches de feuilles en plastique pour empêcher la perte d'humidité)

et exposé à l'air libre (par lequel les spécimens ont été directement exposés à l'air libre de laboratoire à une température de 21±2°C). Les résultats indiquent clairement qu'il y a une augmentation presque linéaire de q_u dans les sept premiers jours avec le dosage du ciment pour les deux méthodes de traitement (Fig. 3.3a). Ainsi, ils ont choisi 5% du ciment comme dosage d'un sol marneux, pour étudier l'effet de la température et la période de cure (Fig. 3.3b)

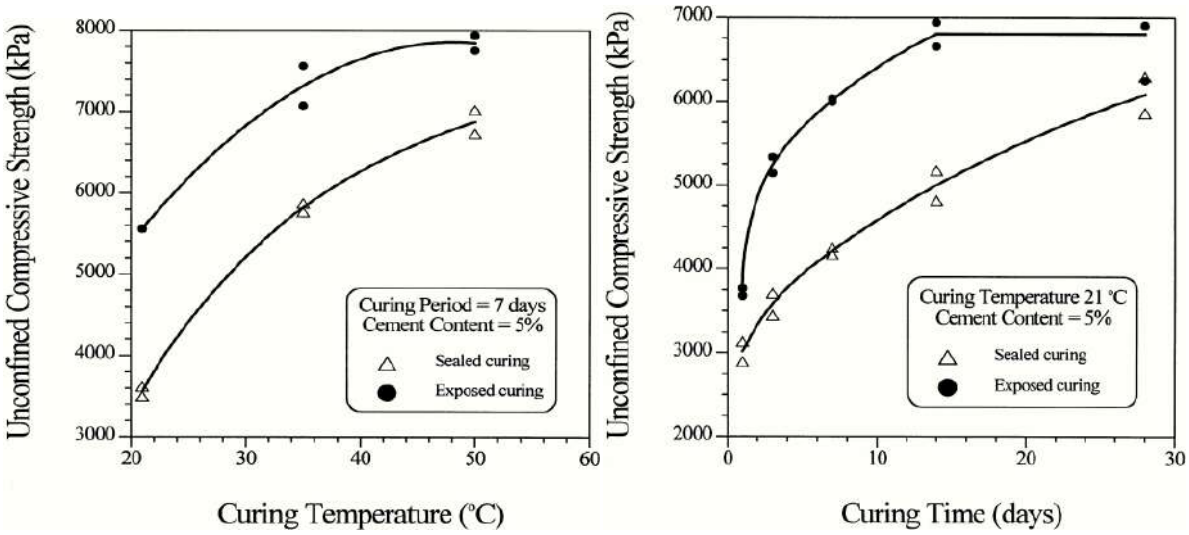


Fig. 3.3- Variation de la résistance à la compression en fonction:a) du mode de conservation et b) de la durée de cure [Aiban et al. (1998].

Les résultats indiquent qu'après seulement 28 jours le sol marneux traité subit une augmentation de résistance jusqu'à 6800 kPa (c-à-d une augmentation de 13% par rapport à 7 jours). En outre, à 50°C la résistance augmenterait jusqu'à 7845 kPa (c-à-d une augmentation de 41 % par rapport à la valeur obtenue de la température ambiante).

Kenai et al. (2006) ont étudié la résistance à la compression à l'état sec et la résistance à la compression après immersion dans l'eau pendant 48 heures à 28 jours. Les essais ont été faits sur une argile sableuse avec l'addition de 0, 4, 6, 8, 10, 12, 15 et 20% du ciment portland de type CEMI 32.5. Les résultats sont montrés dans le tableau suivant:

Tableau 3.3 –Effet du ciment sur la résistance à la compression à l'état sec et après immersion [Kenai et al. 2006].

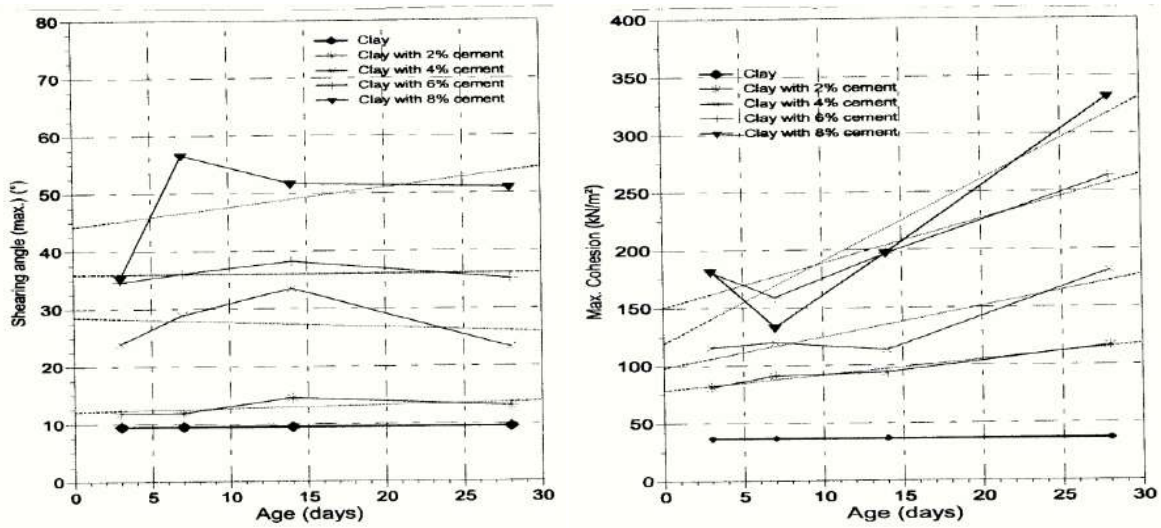
Contenu du Ciment	%	0	4	6	8	10	12	20
Résistance à la compression à l'état sec (MPa)		1.67	2.34	3.28	4.02	4.20	5.19	6.14	6.5
Résistance à la compression résiduelle relative (%)		0	52.06	54.79	50.54	50.52	40.58	39.55	40.92

Les résultats obtenus (Tableau 3.3) montrent que l'augmentation du dosage du ciment augmente de la résistance à la compression. Ceci est dû à l'hydratation suffisante du ciment dans les pores de la matrice et la rigidité élevée de sa structure par la formation d'un grand nombre de liant rigide dans le sol. Ces liants qui lient les particules d'argile ont pu attribuer des produits de cimentation tels que les hydrates de calcium silicate (CSH), hydrates calcium aluminate (CAH) et hydrates calcium alumino-silicate (CASH). L'immersion dans l'eau pendant 48h réduit la résistance à la compression jusqu'à 60% et la désintégration complète des spécimens non stabilisés était observée en quelques minutes.

3.3.4 Influence du ciment sur la résistance au cisaillement :

Gay and Schad (2000) ont montré que les caractéristiques de cisaillement d'un sol instable traité avec différentes teneurs en ciment ont été améliorées d'une façon remarquable et ceci pour différentes périodes de cure (Fig. 2.4). Ainsi pour une teneur en ciment de 8% et une période de cure de 28 jours, l'angle de frottement interne est environ 5 fois celui du sol instable non traité. Ceci traduit bien la stabilité requise après l'amélioration par le ciment du sol instable.

Le même comportement est observé pour la cohésion qui représente 7.5 fois celle du sol non traité.



a- variation de l'angle de frottement interne b- variation de la cohésion

Fig. 3.4- Effet du ciment sur les caractéristiques de cisaillement [Gay and Schad 2000].

3.4 Influence des ajouts cimentaires :

3.4.1 Effet des ajouts cimentaires sur la plasticité :

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

3.4.1.1 Effet de poussière de four du ciment (CKD) :

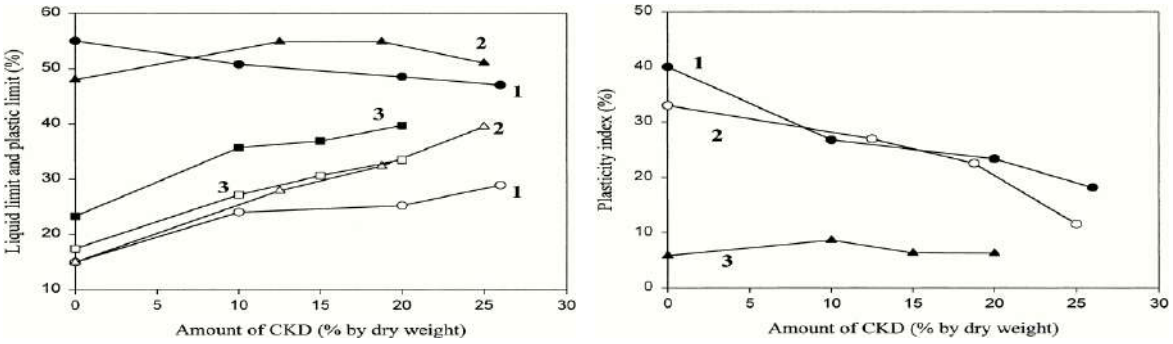
Sreeknishenavilasam et al. (2007) ont utilisés le sous produit de la cimenterie (CKD) pour améliorer 03 sols de différents indices de plasticité. Les résultats d'essais sur les limites D'ATTERBERG sont mentionnés dans le tableau 3.4. Pour toutes les combinaisons du

sol+CKD, il ya une clair augmentation de limite de liquidité et une légère petite augmentation de limite de plasticité. Les deux augmentations des limites sont proportionnelles à la quantité ajoutée du CKD. L'indice de plasticité Ip augmente légèrement, cette différence de réactivité dépend du sol et le type du CKD utilisé. Le CKD le plus réactif produit un changement significatif dans la limite de plasticité, le changement de PL et non pas de LL peut être c'est un indicateur de potentiel de stabilisation. Les limites d'ATTERBERG sont déterminées même après 1,3 et 7 jours, toutes les données n'indiquent aucun changement significatif dans les limites avec le temps.

Tableau 3.4 –Effet du CKD sur les limites d'ATTERBERG [Sreeknishenavilasam et al. 2007]

	LL (%)	**PL** (%)	**IP** (%)
Sol G			
0% fresh I	33.7	21.0	12.7
8% fresh I	37.7	21.3	16.4
15% fresh I	41.6	24.9	16.7
20% fresh I	41.0	25.9	15.1
Sol W			
0% fresh I	36.0	20.0	16.0
15% fresh I	41.0	24.6	16.4
Sol S			
0% fresh I	41.8	18.0	23.8
5% fresh I	41.0	17.8	23.2
10% fresh I	44.5	19.2	25.3
15% fresh I	46.5	19.3	27.2
20% fresh I	-	-	-

Par contre, les résultats de Miller et Azad (2000) montrent qu'il y a une réduction d'indice de plasticité avec l'augmentation du dosage de CKD pour deux sols 1 et 2. Pour le sol 1, la réduction d'IP est liée par l'augmentation du PL et la diminution du LL avec l'augmentation du CKD. Pour le sol 2, la réduction d'IP est liée à l'augmentation du PL. pour le sol 3, les deux limites LL et PL sont restées constante. L'augmentation ou la diminution observée de la limite de liquidité due au traitement aux CKD, dépend de la nature de l'échange cationique complexe tandis que la limite de plasticité augmente significativement. Les argiles saturées en calcium (Ca^{2+}) tendent à montrer une augmentation de la limite de liquidité quand elles sont traitées avec la chaux, tandis que les argiles présentant des cations à faible valence tels que le sodium (Na^{+}), elles montrent cependant un échange cationique significatif et une réduction considérable de la limite de liquidité, en augmentant la teneur en chaux. La différence de comportement de LL montré pour les sols 1,2 est due à la différence d'échange cationique complexe pour chaque type du sol. Pour le sol 3, l'addition du CKD a eu comme conséquence une augmentation presque équivalente de LL et de PL qui a probablement résulté de l'augmentation des fines de CKD qui augmente l'attraction de l'eau.



(a) (b)

Fig. 3.5 Variation des limites d'Atterberg avec le dosage du CKD pour 03 types du sol (a) limite de liquidité et de plasticité et (b) Indice de plasticité [Miller et Azad, 2000].

3.4.1.2 Effet de cendre du calcaire :

Les résultats de l'étude effectuée par Okagbue et Yakubu (2000) sur la stabilisation d'un sol lettrique par le sous produit cendre de calcaire sont montrés dans le tableau 3.5

Tableau 3.5 –Effet de la cendre du calcaire sur les limites d'ATTERBERG [Okagbue et Yakubu 2000]

Cendre du Calcaire (%)	Limite de Liquidité (%)	Limite de Plasticité (%)	Indice de Plasticité (%)
0	41.5	21.6	19.9
2	42.3	23.8	18.5
4	44.2	26.4	17.8
6	45.0	28.1	16.9
8	46.5	31.0	15.5
10	48.0	33.6	14.4

Ils ont rapporté que la limite de liquidité et de plasticité augmente avec l'augmentation du calcaire, cependant l'indice de plasticité diminue ce qui est acceptable de remplacé la chaux par la cendre de calcaire. Cela indique que les échanges cationiques, floculation d'argile, agglomération et réaction pouzzolaniques ont été produite. Premièrement deux réaction prennent place rapidement et produite immédiatement un changement de plasticité. Le gel de silicate de calcium qui a été produit par le biais des réactions chimiques des couches d'argile, les liants se relie s'associe entre eux et remplissent les pores, de cette façon l'eau absorbé est diminué cela mènent à une amélioration d'ouvrabilité et le sol traité devient plus friable.

3.4.1.3 Effets de cendre du noyau d'olive :

Dans le but de déterminer la possibilité d'utiliser la cendre du noyau d'olive pour stabiliser un sol, leur effet sur les limites d'ATTERBERG est montré dans la figure 3.6 :

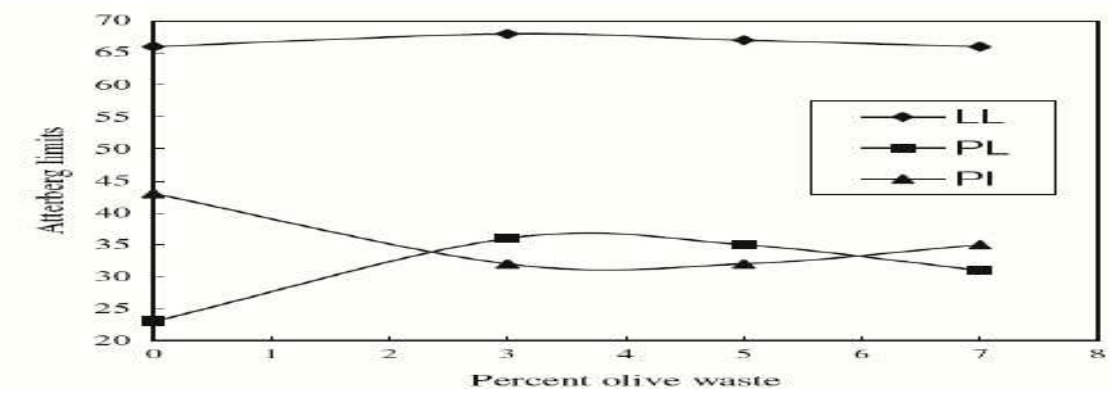


Fig. 3.6- Effet des cendres du noyau d'olive sur les limites d'ATTERBERG [Nalbatoglu et Tawfiq, 2006].

L'addition des cendres du noyau d'olive dans le sol cause de faibles changements dans la limite de liquidité et une augmentation dans la limite de plasticité, cependant, l'indice de

plasticité du sol diminue avec l'augmentation du dosage de cendre de noyau d'olive. Le changement d'IP indique qu'il y a un changement dans le sol, et la réduction de l'IP indique qu'il ya une réduction dans le volume du sol ce qui rend la cendre du noyau d'olive efficace pour la stabilisation [Nalbatoglu et Tawfiq, 2006].

3.4.1.4 Effet de la pouzzolane artificielle (Sarooj) :

Le Sarooj est un produit issu par la calcination d'argile mélangée avec la chaux et l'eau, il est utilisé comme un matériau de construction (agent de cimentation). Les résultats d'Al-Rawas et al. (2005), voir Tableau 3.6, montre que la limite de liquidité augmente légèrement avec le dosage du sarooj, la limite de plasticité augmente sauf pour 9 et 12% de Sarooj et l'indice de plasticité augmente pour l'addition 3 et 6% de sarooj.

Tableau 3.6 –Effet du Sarooj sur les limites d'ATTERBERG [Al-Rawas et al. 2005].

Sarooj (%)	**Limite de liquidité (%)**	**Limite de plasticité (%)**	**Indice de plasticité (%)**
0	50	30	20
3	61	28	33
6	54	19	35
9	55	40	15
10	53	39	14

3.4.1.5 Effet de la cendre de l'écorce de riz RHA :

Les résultats de l'étude de Basha et al (2002) sur l'effet du RHA sur les limites d'ATTERBERG pour 03 types des sols argileux (sol résiduel, kaolinite et bentonite) sont montrés dans la figure 3.7. Une réduction de plasticité dans tous les types du sol. Cette réduction est un paramètre d'amélioration et chaque type à un caractère de réduction. Le sol (a) résulte une augmentation de LL et de LP. Tandis que pour les sols (b) et (c) résulte une diminution de LL et une augmentation de LP.

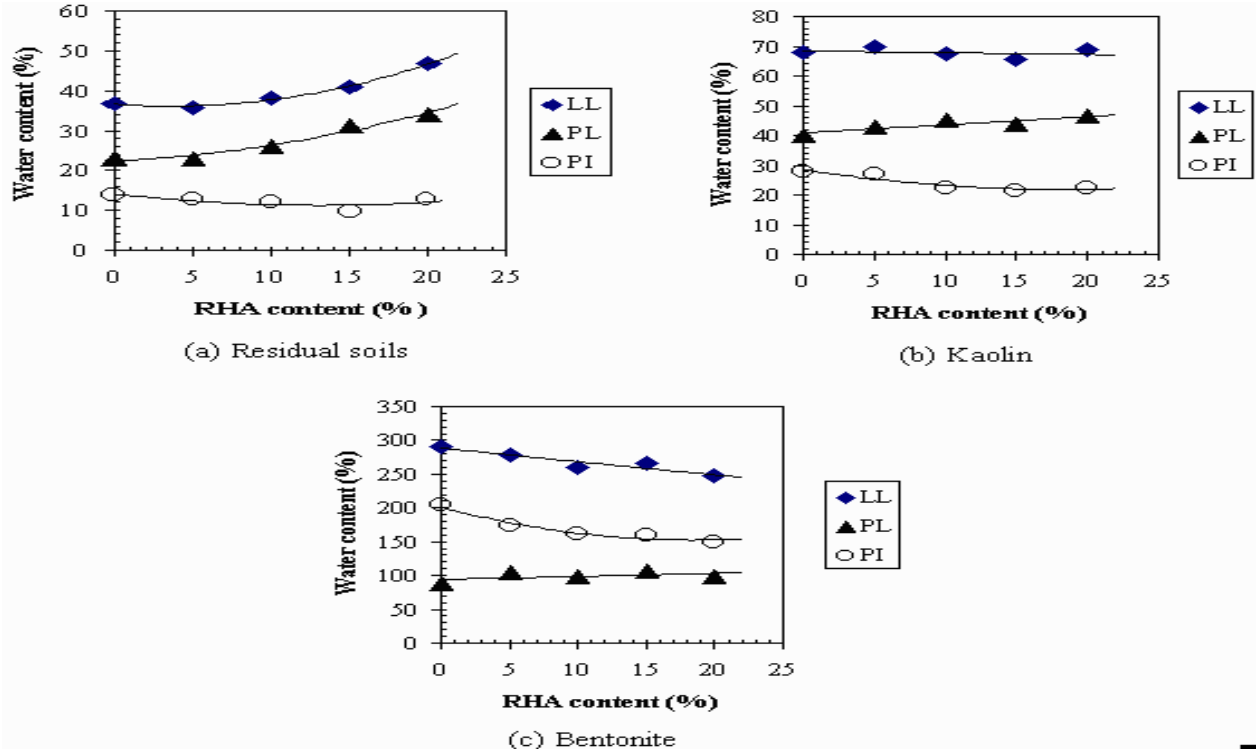


Fig. 3.7- Effet du RHA sur des limites d'Atterberg des sols [Basha et al. 2002].

3.4.1.6 Effet de la cendre volante :

L'étude de Parsons et Kneebone (2005) quantifiée le niveau d'amélioration produite par la cendre volante de classe C et son degré pour avoir une amélioration efficace et permanente.

Trois (03) types de sol ont été utilisés avec 12 et 16% de cendre volante. Les résultats sont montrés dans la figure 3.8. Un changement d'indice de plasticité a été observé, l'addition des cendres volantes a causé la diminution de l'indice de plasticité pour tous les types de sol.

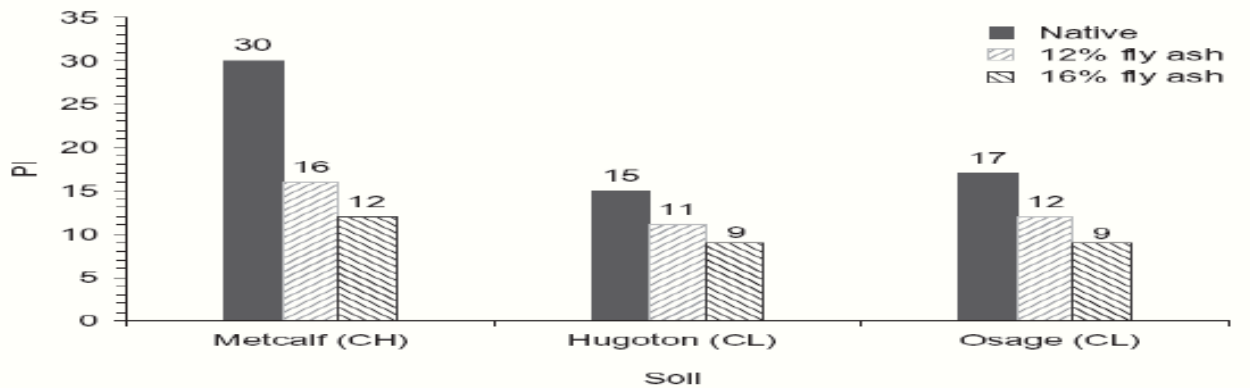


Fig. 3.8- effet des cendres volantes sur l'indice de plasticité de trois types de sol [Parsons et Kneebone, 2005].

Kolias et al. (2005) ont constaté que pour plusieurs types de sols étudié deviennent non plastiques après 24 h de malaxage avec 5, 10 et 20 % de cendres volantes. En plus, tous les sols deviennent friables au début de malaxage et l'ouvrabilité sera réduite après le malaxage.

L'addition des cendres volantes, en général, diminue l'indice de plasticité. Elles réduisent l'indice de plasticité des sols de plasticité élevée. Tandis que, elles ont peu d'influence sur l'indice de plasticité des sols de faible plasticité [Dégirmenci et al. 2007; Bin-Shafique et al. 2009].

3.4.2 Effet des ajouts cimentaire sur le compactage :

3.4.2.1 Effet des cendres volantes :

Prabakar et al. (2004) ont constaté que l'addition des cendres volantes change la porosité et l'indice de vide des sols argileux, elles varient avec l'augmentation du dosage des cendres volantes. Pour tous les échantillons étudiés, la densité sèche diminue avec l'augmentation des cendres volantes due à la faible densité spécifique et le poids du sol, la réduction est de l'ordre de 15 à 20% et la teneur en eau optimal augmente avec l'addition de cendre volante.

L'augmentation de la teneur en eau réduit les densités sèches des sols.

3.4.2.2 Effet de poussière CKD :

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

3.4.2.3 Effet des cendres de calcaire :

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

3.4.2.4 Effet des cendres du noyau d'olive :

Nalbantoglu et Tawfiq (2006) ont indiqué que la densité sèche maximale du sol traité diminue avec l'augmentation du dosage des cendres du noyau d'olive, due aux particules plus légères de ce dernier que le sol étudié. La valeur très faible de la densité des cendres du noyau d'olive réduit la masse du sol pour le même volume, ayant pour résultat des valeurs plus faible de la densité sèche.

3.4.3 Effet des ajouts cimentaires sur la résistance à la compression :

3.4.3.1 Effet des cendres volantes :

Bin-Shafique et al. (2009) ont trouvé que l'addition de 20% des cendres volantes a augmenté la résistance à la compression de 210 à 800KPa pour un sol de faible plasticité et de 180 à 560 KP à pour un sol expansif.

3.4.3.2 Effet de poussière de four du ciment (CKD) :

Miller et Azad (2000) ont montré que l'addition du CKD dans le sol peut sensiblement et rapidement améliorer la résistance à la compression. Cette amélioration est plus significative pour les sols de faible indice de plasticité. Le CKD augmente la résistance à la compression pour 7 et 14 jours après le compactage, et après plus lentement. Pour le même dosage du

CKD le taux d'augmentation de la résistance est plus grand pour les sols de faible plasticité.

Cela suggère qu'une certaine quantité de CKD est nécessaire pour satisfaire les différentes réactions qui peuvent se produire avec les minéraux d'argile, et un excès de cette quantité de

CKD contribue principalement aux réactions de cimentations. L'efficacité du CKD diminue avec l'augmentation du PI du sol.

Sreekrishnavilasam et al. (2007) ont noté que le CKD présente une certaines réactivité, un dosage égale ou plus grand à 15%, est nécessaire pour augmenter la résistance du sol. Grâce à la petite dimension des particules et ainsi la haute surface spécifique, leur utilisation pourrait être avantageuse pour l'économie, le temps et les coûts dans la construction sur les sols humides. En présence de 10 à 20% de CKD, le sol contient une teneur en eau très élevée à cet effet, rendue compacte sans difficultés et sans avoir besoin de tout séchage. Tandis que, la résistance mesurait dans ces conditions était limité, l'addition de 1% de ciment Portland a augmenté de manière significative la résistance. Ceci suggère que l'utilisation combinée du

CKD avec du ciment Portland pourrait s'avérer un efficace moyens d'adresser la construction sur les sols humides.

3.4.3.3 Effet des cendres du noyau d'olive :

Les résultats de Nalbantoglu et Tawfiq (2006) indiquent que 3% de cendres du noyau d'olive augmente la résistance à la compression. Au delà de cette valeur d'ajout, aucun développement de résistance n'a été constaté.

3.4.4 Effet des ajouts cimentaires sur la résistance au cisaillement :

3.4.4.1 Effet des cendres du noyau d'olive :

Choobbasti et al (2010) a conclu que la déformation est diminué avec l'ajout des cendres d'olives comme il est montré dans les figures ci-dessous. Les cendres d'olives accélèrent la

vitesse de la réaction pouzzolanique du sol et le rendre un matériau plus fragile.

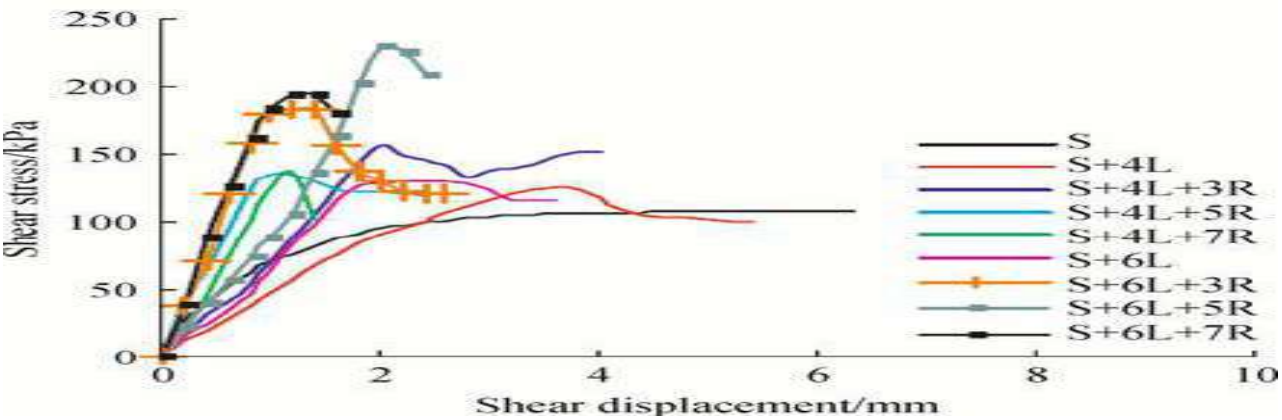


Fig. 3.9- L'effet de la cendre d'olive sur la résistance au cisaillement pour une pression de confinement de 100Kpa.

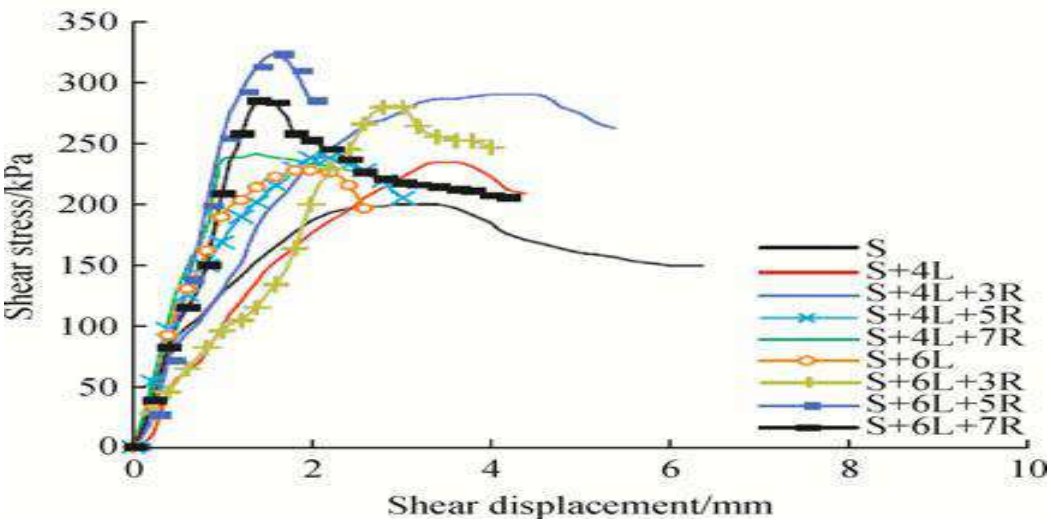


Fig. 3.10- L'effet de la cendre d'olive sur la résistance au cisaillement pour une pression de confinement de 200 KPa

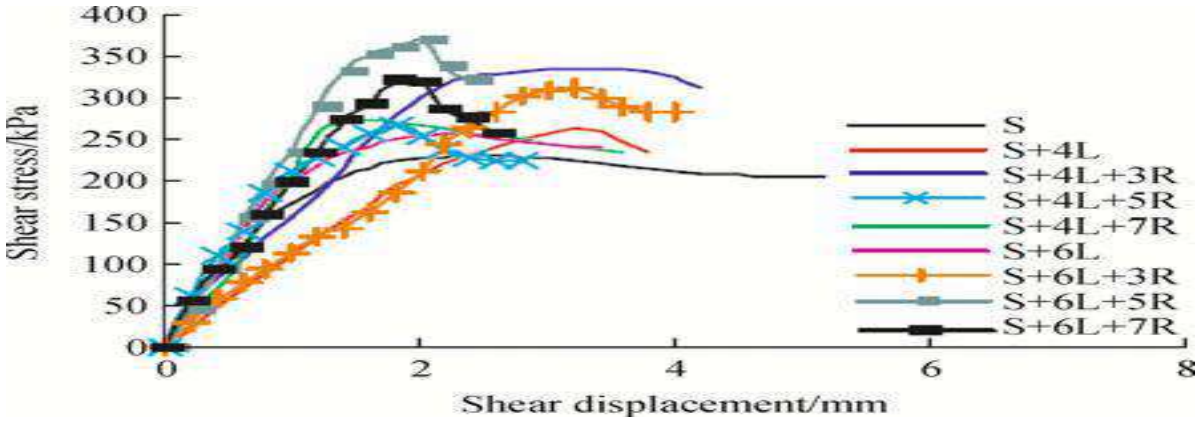


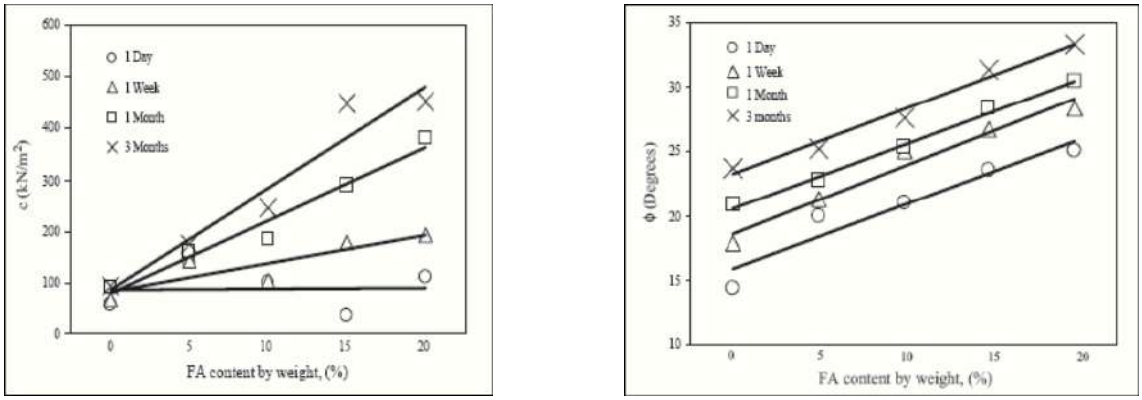
Fig. 3.11- L'effet de la cendre d'olive sur la résistance au cisaillement pour une pression de confinement de 300Kpa.

D'après les figures il est évident de constater que l'ajout de la chaux au sol entraîne une augmentation de l'inclinaison de courbe contrainte-déformation. Cela signifie que, dans cette situation, la combinaison de sol et de la chaux le rend plus fragiles qui se traduit a un comportement élastique.

La résistance au cisaillement du sol augmente en ajoutant de la chaux. Cette augmentation est plus importante pour les échantillons de 28 jours de cure. En outre, la résistance au cisaillement des sol-chaux augmente avec une augmentation du pourcentage de RRS, plus de 5 % de RRS, n'a pas positif influence sur la de résistance au cisaillement du sol.

3.4.4.2 Effet de l'ajout des cendres volantes :

Sezer et al. (2006) ont montré que les caractéristiques de cisaillement du sol instable traité présentent une grande amélioration prouvant ainsi l'efficacité du traitement aux cendres volantes (Fig. 3.12). Ainsi pour une teneur en cendres volantes de 20 % et une période de cure de 28 jours, la cohésion est environ 3.8 fois celle du sol non traité. De même, l'angle de frottement interne est environ 0.5 fois celui du sol non traité.



a- Variation de la cohésion -b- Variation de l'angle de frottement interne

Fig. 3.12- Variation des caractéristiques de cisaillement [Sezer et al. 2006].

D'autre part et selon les travaux de Senol et al. (2006), on remarque que pour les sols A et B il ya une nette amélioration de la cohésion et de l'angle de frottement interne pour une teneur en cendre volante de 46%, tandis que pour le sol C le comportement inverse est observé pour la cohésion (Tableau 3.7).

Tableau 3 .7- Effet des cendres volantes sur les caractéristiques de cisaillement [Senol et al. 2006].

S.no	% Fly ash	Cohesion (Kg/cm^2)			Angle of internal friction		
		Soil-A	Soil-B	Soil-C	Soil-A	Soil-B	Soil-C
1	0	0.250	0.185	0.530	30°15′	25°32′	17°10′
2	9.0	0.250	0.280	0.523	31°36′	24°13′	20°26′
3	20.0	0.270	0.300	0.475	33°1′	25°12′	21°58′
4	28.5	0.310	0.300	0.500	35°56′	28°18′	23°15′
5	35.5	0.340	0.330	0.480	34°12′	29°38′	26°17′
6	41.2	0.370	0.370	0.440	32°6′	29°53′	27°22′
7	46.0	0.395	0.380	0.395	28°38′	30°38′	27°56′
8	100.0	–	0.150	–	–	29°21′	–

3.5 Effet de la combinaison des ajouts minéraux :

3.5.1 Effet de la combinaison des ajouts minéraux sur la plasticité :

La principale raison d'utiliser les combinaisons ciment plus ajouts ou chaux plus ajouts c'est leur économie pour stabiliser les sols. Car les ajouts sont moins chers, plus disponibles et ont plus de réaction pouzzolaniques que le ciment et la chaux.

Bagherpour et Choobbasti (2003) ont combinés le ciment avec la fumée de silice et la chaux avec la fumée de silice ont trouvé que l'addition de la fumée de silice n'a pas d'influence sur l'indice de plasticité du mélange "chaux-fumée de silice" car l'adhésion entre la chaux et la fumée de silice était incomplète. Par contre la fumée de silice influe sur l'indice de plasticité du mélange "ciment-fumée de silice", elle diminue l'indice de plasticité par l'adhésion entre le ciment et la fumée de silice. L'indice de plasticité du sol était 7.5%, avec l'addition de 4% de chaux diminue à 4.2%. Et l'addition de 8% de ciment l'IP est réduit à 2%.

Degirmenci et al. (2007) ont montré le phosphogypse et le ciment en générale réduisent la plasticité des sols argileux. Ils ont trouvé que 2.5 à 5% du ciment ou de phosphogypse représentent les quantités optimales pour la réduction de l'indice de plasticité. La combinaison de 7.5% des cendres volantes avec 7.5% de phosphogypse réduit l'IP du sol de faible plasticité. Par contre, la combinaison des cendres volantes avec du phosphogypse n'a aucun effet remarquable sur les sols de plasticité élevée.

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

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

Les cendres volantes ont été combinées avec la chaux par Ansary et al. (2006) pour stabiliser deux types de sol. Lorsque le dosage des ajouts minéraux augmente la limite de plasticité augmente, tandis que, l'indice de plasticité diminue. Ils ont constaté que les limites de liquidité et de plasticité augmentent pour le sol A (LL=30 IP=7) tandis que pour le sol B (LL = 44 IP = 19) la limite de liquidité diminue et la limite de plasticité augmente avec l'augmentation du dosage des cendres volantes.

Goswami et Singh (2005) ont étudié le comportement de plasticité d'un sol latérique résiduel mélangé avec la cendre volante à faible teneur en calcium et de chaux. Trois proportions de sol et de cendre volante ont été utilisées, le volume maximum de sol remplacé par la cendre volante se limite à 50%. La chaux a été ajoutée en quantités de 1 à 8 % du poids sec du sol ou du mélange cendre-sol. Ils ont déterminé les limites d'Atterberg des mélanges après diverses périodes de durcissement allant jusqu'à 56 jours. En raison de la présence de sesquioxydes dans le sol latérique résiduel, contrairement aux autres sols, l'adjonction de cendre volante à faible teneur en calcium a causé une réduction de la limite de plasticité. Ce n'est que lorsque la chaux a été ajoutée que la limite de plasticité des mélanges cendre-sol a augmenté, provoquant une amélioration de l'ouvrabilité.

D'après AL-Rawas et al. (2005) l'effet de plasticité sur la combinaison de la chaux avec du ciment cause une réduction d'indice de plasticité des deux combinaisons "3% chaux+ 3 % ciment" et "5 % chaux+3 % ciment". Pour les autres combinaisons une augmentation a été observé (Fig. 3.13). Ce comportement est attribué par le processus d'échange cationique entre les cations du sol et les additions de stabilisations.

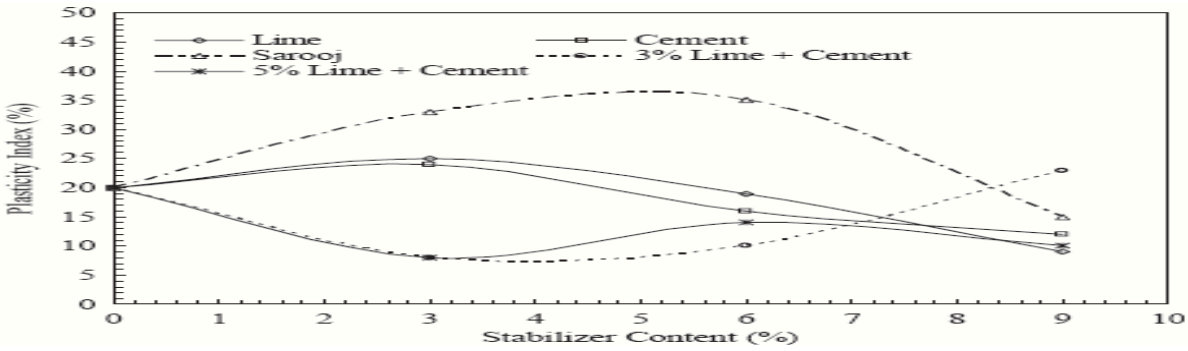


Fig. 3.13- Effet d'addition de stabilisateur sur l'indice de plasticité [AL-Rawas et al. 2005].

La floculation et l'agrégation des sols traités avec la chaux et la cendre volante cause une réduction de la plasticité et une augmentation de la contrainte effective verticale.

La contrainte effective verticale augmente avec la diminution de l'indice de plasticité [Nalbantolgu et Tuncer, 2001].

3.5.2 Effet des combinaisons des ajouts minéraux sur le compactage :

Hossain et al. (2007) ont effectué 38 combinaisons des cendres volcaniques (0-20%) plus le ciment et la chaux (0-4%) sur deux sols argileux de classification (A-7-6, A-6). L'addition des cendres volcaniques et la chaux au sol augmente la teneur en eau optimale. La réaction pouzzolanique des cendres volcanique et la chaux avec les constituants du sol tends à augmenté la teneur en eau optimale.

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

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

Muntohar et al (2002) ont étudié l'effet de compactage d'un sol argileux mélangé avec la chaux et le RHA, une série d'échantillon a été effectué dont les pourcentages sont 2, 4, 6, 8, 10 et 12% de chaux et 7.5, 10 et 12.5% de RHA. La densité sèche maximale tend a diminué, tandis que, la teneur en eau optimale augmente. La diminution de MDD indique que l'énergie de compactage et plus faible que l'état naturel. L'augmentation de l'OMC tend à être répandue quand la chaux est ajoutée.

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

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

Degirmenci et al. (2007) ont montré l'effet de la combinaison du ciment avec du phosphogypse sur les caractéristiques de compactage des sols. Une augmentation de la densité sèche et une diminution de la teneur en eau ont été constatées. Une augmentation de la densité sèche est généralement acceptée comme un indicateur d'amélioration. Ils Ont étudié aussi l'effet de la combinaison des cendres volantes avec le phosphogypse sur les caractéristiques de compactage des sols. La densité sèche maximale et la teneur en eau optimale diminue avec l'augmentation des dosages des cendres volantes et du phosphogypse.

3.5.3 Effet de la combinaison des ajouts cimentaires sur la résistance à la compression :

Les essais réalisés par Al Hassan et Mustapha (2007) sur l'amélioration d'un sol latérique de classification A-7-6 par la combinaison du RHA (2-8%) avec du ciment (4-6%) ont montré l'amélioration énorme de la résistance du sol traité par rapport au sol naturel. La résistance augmente avec l'augmentation de RHA à un dosage spécifique du ciment et un pic a été atteint à 4-6 % de RHA. La résistance à la compression augmente avec l'âge et avec l'augmentation les dosages du ciment et du RHA. L'amélioration de la résistance est due à l'augmentation de RHA qui provient par la réaction pouzzolanique entre la chaux libéré de l'hydratation du ciment et le RHA comme un second matériau.

Kolias et al (2005) ont étudié l'efficacité des cendres volantes de classe C (5, 10 et 20 %) avec du ciment (2-4 %) sur l'amélioration d'un sol argileux. L'addition du ciment et les cendres volantes engendre un meilleur arrangement des particules et la combinaison de ces ajouts en liant augmente la résistance au jeune âge du matériau. La chaux libre des cendres volantes réagit avec l'argile et tend à la formation les hydrates de silicate d'aluminium (CAH) et de calcium (CSH). Les propriétés mécaniques telles que la compression, la flexion et la traction, le module d'élasticité et le CBR sont considérablement élevée. Ils ont signalé aussi que l'effet des cendres volantes sur la résistance n'est pas dû uniquement à la chaux libre qui la contienne mais aussi à la réaction pouzzolanique.

Degirmenci et al. (2007) ont étudié l'effet de l'addition du ciment et du ciment avec du phosphogypse, ils ont étudié aussi l'effet de l'adition des cendres volantes et des cendres volantes avec du phosphogypse. Une nette augmentation de la résistance à la compression du sol traité par rapport à celle du sol non traité a été constatée de cette étude. Ils ont constaté,aussi, que le dosage du ciment a une grande influence que le dosage des cendres volantes. Bagherpour et Choobbasti (2003) ont effectué des essais de résistance à la compression sur une argile limoneuse à faible plasticité, ils ont trouvé que l'addition de la fumée de silice améliore la réactivité des sols et augmente les liens de cimentation. Leurs résultats montrent, aussi, que la fumée de silice augmente considérablement la résistance à la compression du sol par rapport à la combinaison "fumée de silice-ciment".

Hossain et al (2007) ils ont conclu que la résistance à la compression dépend du type du sol,du dosage des stabilisateurs, de la combinaison des stabilisatrices et de l'âge. Ils ont trouvé que la résistance des sols augmente avec l'augmentation des cendres volcaniques et l'âge. Et que la combinaison "ciment-VA" produit plus de résistance que la combinaison "chaux-VA". Ils ont indiqué aussi que le type du sol a une grande influence sur les propriétés mécanique. L'augmentation de la résistance à la compression avec l'augmentation des stabilisateurs indique que la cohésion du sol argileux augmente due à l'addition des cendres volcaniques, de la chaux et du ciment. La haute résistance des cendres volcaniques comparée avec la chaux est attribuée à la propriété pouzzolanique des cendres volcaniques.

Bell (1994) a traité la kaolinite, la montmorillonite et le quartz avec le ciment et la chaux mélangés avec différentes proportions de cendres volantes (PFA), l'addition du ciment-PFA apporte une augmentation de la résistance et le module d'élasticité pour les trois sols étudié,

cette augmentation s'accentue avec des grandes proportions du ciment. Le quartz et la kaolinite ont développé plus de résistance. Pour le mélange chaux-PFA la résistance à la compression augmente avec l'augmentation de quantité de chaux mais pas autant que les mélanges de ciment-PFA.

3.5.4 Effet des ajouts minéraux sur le cisaillement :

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

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

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

Tableau 3.8- Paramètres de résistance au cisaillement des mélanges vase-chaux.

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

Tableau 3.9- Paramètres de résistance au cisaillement des mélanges vase-ciment.

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

D'après les résultats obtenus dans les tableaux ci-dessus, il a conclu que les mélanges vase chaux montrent une augmentation de la cohésion en fonction du pourcentage de chaux, avec un optimum de la cohésion de 214,33 Kpa pour 6 % de chaux. Il a remarqué les mêmes observations pour l'angle de frottement interne, avec un optimum de 29,03° pour un pourcentage de chaux 4 %. En outre les valeurs de la cohésion et l'angle de frottement interne ne sont pas proportionnels à la quantité de ciment ajoutée, le comportement du nouveau matériau est influencé par les réactions chimiques internes entre les différents minéraux.

Cependant, une quantité de ciment de 2 % améliore nettement la cohésion (221 Kpa) et l'angle de frottement interne (27,70 degré).

Okbague et al. (2000) ont étudiés l'utilisation des cendres de calcaire comme un substituant de la chaux pour l'amélioration des caractéristique géotechnique de sol.

Tableau 3.10- : l'influence des cendres de calcaire sur les paramètres de cisaillement (UU).

Limestone ash (%)	Cohesion (kN/m²)		Angle of shearing resistance (°)	
	BS	Mod BS	BS	Mod BS
0	33	35	21	23
2	50	50	19	20
4	60	72	16	18
6	73	95	15	15
8	92	97	12	13
10	103	126	12	12

Une diminution de la cohésion et augmentation de l'angle de frottement interne a été noté avec l'augmentation du pourcentage de cendres de calcaire dans tous échantillons.

Lin et al. 2007 ont étudié l'effet de l'addition de la chaux combinée à la cendre de vase calcinée sur la résistance au cisaillement des échantillons de sol traités pour différentes périodes de cure. Une amélioration notable des paramètres de cisaillement est observé (F3.14).

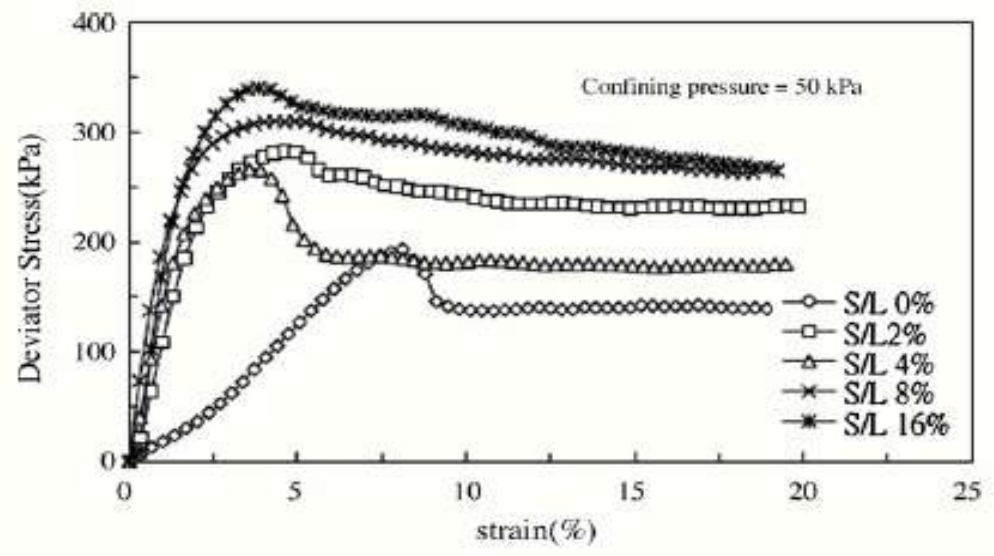


Fig. 3.14- Variation du Déviateur en fonction des déformations pour des mélanges sol-chaux cendre de vase calcinée [Lin et al. 2007].

Ceci illustre bien l'effet dominant de l'addition des ajouts minéraux combinés à la chaux aux sols à traiter.

3.6 Conclusion :

Le traitement des sols argileux pour améliorer leurs propriétés géotechniques à court terme est bien identifié et largement analysé par les auteurs. Mais, récemment, plusieurs chercheurs s'intéressent à étudier le comportement des sols traités à long terme et à évaluer leur durabilité.

Par la stabilisation, la plasticité du sol est réduite, il devient résistant et plus durable. De telles améliorations sont le résultat d'un certain nombre de processus chimiques qui prennent endroit en présence d'un stabilisateur.

Plusieurs facteurs tels que la plasticité du sol, types du sol, dosage du stabilisateur, les conditions du mélange et les méthodes de compactage, l'âge etc..., affecte la durabilité d'un sol stabilisé.

Chapitre 4 :

L’étude Expérimentale Au Laboratoire

4.1 Introduction :

Dans l'objectif de mieux comprendre l'effet des ajouts de chaux et de pouzzolane naturelle sur le comportement physique et mécanique des sols argileux, un programme expérimental a été réalisé.

Le sol à traiter consiste en la vase du barrage d'Oued El Fodda. Les caractéristiques de la chaux et de la pouzzolane employées dans le traitement du sol sont également présentées.

Ce chapitre présente les caractérisations des matériaux de l'étude et les protocoles expérimentaux des expériences effectuées. Toutes les analyses ont été réalisées avec des matériaux argileux réduits en poudre de granulométrie inférieure à 0.2mm. Les protocoles expérimentaux employés s'appuient sur des normes ASTM et sur l'expérience acquise dans le laboratoire centrale des travaux publics d'Alger (LCTP).

4.2 Matériaux utilisés :

4.2.1 Le Sol :

Notre sol a été pris du dépôt de la vase dragué du barrage d'Oued El Fodda (Fig. 4.1), Les prélèvements d'échantillons effectués par le biais d'une pelle mécanique ont fait l'objet d'une sélection au niveau du dépôt situé au voisinage de l'Oued (Fig. 4.2) et ce dans le but d'obtenir une éventuelle homogénéité des sols à étudier.



Fig. 4.1– Dépôt de la vase dragée.



Fig. 4.2– Prélèvement du sol à étudier

4.2.1.1 Propriétés chimiques :

Cette analyse a porté sur la détermination de la nature chimique de la vase à étudier. Dans ce cadre, une analyse chimique a été réalisée par laboratoire central des travaux publics (LCTP), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. 4.1– Composition chimique de la vase.

Composition chimique	**Quantité (%)**
SiO2	29.10
Al2O3	14.48
Fe2O3	6.40
CaO	12.04
MgO	1.53
SO3	0.03

4.2.1.2 Propriétés physiques et mécaniques :

Les différentes caractéristiques physiques et mécaniques ainsi que leur classification suivant L'USCS (Unifed Soil Classification System), ont été déterminées au laboratoire selon les normes ASTM. Les propriétés géotechniques de la vase sont rapportées dans le tableau 4.2 :

Tableau 4.2 – Caractéristiques géotechniques des sols étudié.

Caractéristiques	**Sol**
Couleur	Gris
Teneur en eau naturelle (%)	42.60
Densité spécifique	2.69
Éléments <80µm (%)	92
Limite de liquidité (%)	57
Limite de plasticité (%)	25.22
Indice de plasticité (%)	31.78
Classification USCS	CH
Propriétés de compactage	Proctor standard
ω_{opt}	13.9
γ_{max}	16.2

4.2.2 La chaux :

La chaux utilisée (Fig. 4.3) est une **Chaux Hydratée Ca(OH)** 2 ramenée directement de l'usine de SAIDA située dans la région ouest de l'Algérie, livrée en sac. Ses Propriétés physico-chimiques ont été fournies par l'usine de fabrication (Tableau. 4.3).



Fig. 4.3– Chaux vive de Saida.

Tableau 4.3– Propriétés physico-chimiques de la chaux.

Nom chimique	**Chaux (%)**
Apparence physique	Poudre blanche sèche
CaO	> 83.3
MgO	< 0.5
Fe2O3	< 2
Al2O3	< 1.5
SiO2	< 2.5
SO3	< 0.5
Na2O	0.4 - 0.5
CO2	< 5
CaCO3	< 10
Densité spécifique	2
Plus de 90 µm (%)	< 10
Plus de 630 µm (%)	0
Matériau insoluble (%)	< 1
Densité apparente (g/l)	600-900

4.2.3 La pouzzolane naturelle :

La pouzzolane utilisée dans cette étude est une roche d'origine volcanique. Elle a été prélevée de la carrière de Beni-Saf situé dans l'Ouest du territoire national (Fig. 4.4). La roche a été broyée au laboratoire jusqu'à une surface spécifique de 420 m^2/Kg (Fig. 4.5). Sa composition chimique est représentée dans le tableau 4.4.



Fig. 4.4– Pouzzolane naturelle de Beni-Saf (Aïn Témouchent)



Fig. 4.5– Pouzzolane naturelle défragmentée et broyée.

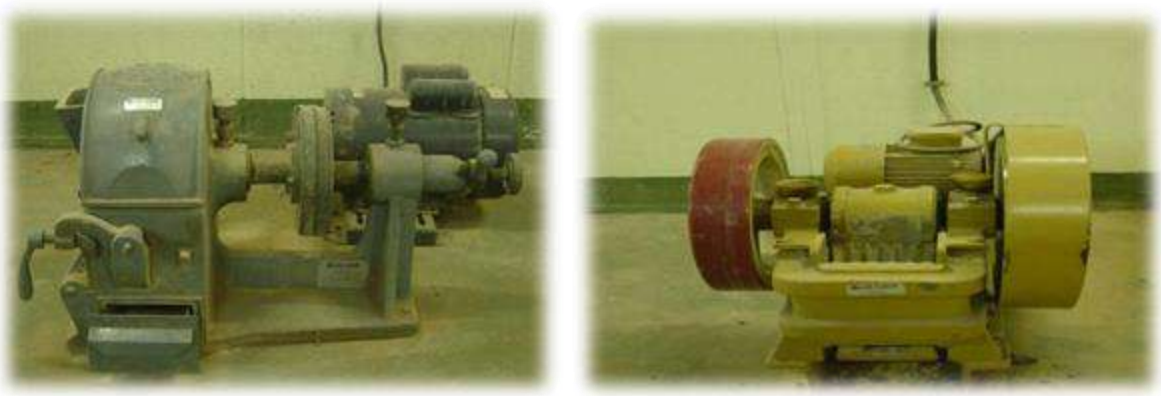
Tableau 4.4– Composition chimique de la pouzzolane naturelle.

Composition chimique	**Pouzzolane naturelle (%)**
SiO2	46.4
Al2O3	17.5
Fe2O3	9.69
CaO	9.90
MgO	2.42
CaO libre	-
SO3	0.83
Na2O	3.30
K2O	1.51
TiO2	2.10
P2O3	0.80
Perte au feu	5.34

4.3 Méthodes expérimentales :

4.3.1 Préparation des mélanges Sol-ajouts :

Après l'extraction des pierres argileuses, on les met à l'étuve à 50°C pendant 24h, et il a été procédé ensuite au concasseur, puis au broyage dans un broyeur à disques (Fig. 4.6), puis au tamisage pour avoir une mouture inférieure à 0.2mm (Fig. 4.7)



(a) (b)

Fig. 4. 6– Broyeurs à disque (a), concasseur (b).



(a) (b)

Fig. 4.7– Sol après concassage (a), sol après broyage et tamisage (b).

La même étape sera effectuée pour la préparation de la pouzzolane mais la poudre est de granulométrie inférieure à 80 µm. La chaux sera tamisée directement est de granulométrie inférieure à 80 µm afin d'éviter les grumeaux.

Les échantillons d'argile sont traités par différents pourcentages de chaux et de pouzzolane, de 0, 4 et 8% de chaux et de 10-20% de pouzzolane naturelle. Les éprouvettes étudiées sont confectionnées à partir de différentes formulations de combinaisons sol-ajouts minéraux et sont données dans le tableau 4.5 :

Tableau 4.5– Formulation des combinaisons.

Désignation	Sol (%)	Chaux (%)	Pouzzolane Naturelle (%)
P0L0	100	0	0
P0L4	96	4	0
P0L8	92	8	0
P10L0	90	0	10
P10L4	86	4	10
P10L8	82	8	10
P20L0	80	0	20
P20L4	76	4	20
P20L8	72	8	20

Le pourcentage de chaux était 0%, 4% et 8 %, cependant, le pourcentage de la PN était 0 %, 10 % et 20 %. Un total de neuf combinaisons des stabilisateurs basés sur ajouts seul ou mélangés ont été étudiés.

Les quantités de sols et ajouts ont été pesés et mélangés manuellement à l'état sec jusqu'à obtenir une uniformité de couleur du mélange, puis mis dans des sachets en plastique et stocké dans un endroit sec, comme indique la figure 4.8.



Fig. 4.8– Stockage des échantillons après pesage et malaxage.

4.3.2 Détermination des limites d'Atterberg :

Les limites d'Atterberg (limite de liquidité et limite de plasticité) ont été déterminées selon la norme ASTM D 4318. Les sols préalablement broyés (mouture 0/2) et séchés à l'air (passant

Ensuite l'eau distillée a été ajoutée au mélange et pour améliorer la diffusion de l'eau dans le mélange, la pâte a été placée dans un récipient hermétique pour 24 heures avant l'essai.

4.3.2.1 Détermination de la limite de liquidité :

La totalité du matériau (masse d'environ 70g de pâte) est malaxée afin d'obtenir une pâte homogène, repartie dans une coupelle propre et sèche avec la spatule. Cette pâte est étalée en plusieurs couches afin d'éviter d'emprisonner des bulles d'air, présente en fin d'opération un aspect symétrique par rapport à l'axe vertical de la coupelle. Ensuite, on partage la pâte en deux parties au moyen de l'outil à rainurer. On actionne la came de façon à soumettre la coupelle à une série de chocs à une cadence de 2 coups par seconde. On note le nombre Nc de chocs nécessaires pour la fermeture des lèvres de la rainure sur une longueur d'environ 1 cm.

L'opération complète est effectuée au moins quatre fois sur la même pâte mais avec une teneur en eau différente à chaque fois. L'essai n'est poursuivi que lorsque Nc est compris entre 15 et 35. Les nombres de chocs de la série d'essais doivent encadrer 25 et l'écart entre deux valeurs consécutives doit être inférieur ou égale à 10. Enfin, on prélève dans la coupelle à l'aide d'une spatule, environ 5 g de pâte, de chaque coté des lèvres de la rainure pour en déterminer la teneur en eau (dessiccation à l'étuve).

La limite de liquidité (W_l) est la teneur en eau du matériau qui correspond conventionnellement à une fermeture sur 1 cm des lèvres de la rainure après 25 chocs. Elle est calculée à partir de l'équation de la droite moyenne ajustée sur les couples de valeurs expérimentales (Nc, W_l) pour au moins quatre couples de valeurs. La limite (wl) est obtenue pour une valeur de Nc égale à 25 coups. Elle est exprimée en pourcentage et arrondie au nombre entier le plus proche.

4.3.2.2 Détermination de la limite de plasticité :

On forme une boulette de la pâte préparée auparavant et la rouler sur une plaque lisse à la main de façon à obtenir un rouleau qui est aminci progressivement jusqu'à ce qu'il atteigne 3 mm de diamètre.

La limite de plasticité est obtenue lorsque, simultanément, le rouleau se fissure et que son diamètre atteint 3 mm. Une fois les fissures apparues, on prélève la partie centrale du rouleau et la placer dans une capsule de masse connue, la peser immédiatement et l'introduire dans l'étuve afin de déterminer sa teneur en eau.

La limite de plasticité (W_p) est la teneur en eau conventionnelle d'un rouleau de sol qui se fissure au moment ou son diamètre atteint 3 mm. Cette limite de plasticité est la moyenne arithmétique des teneurs en eau obtenues à partir de trois essais. La valeur est exprimée en pourcentage.

4.3.2.3 Détermination de l'indice de plasticité :

L'indice de plasticité (IP) représente la différence entre les valeurs des limites de liquidité et de plasticité. $IP = W_l - Wp$

4.3.3 Détermination des caractéristiques de compactages :

Les caractéristiques de compactage de Proctor d'un sol sont respectivement la teneur en eau optimum et la masse volumique sèche maximale ; se sont des caractéristiques très utilisées pour identifier les sols et pour définir les spécifications de compactage qui leurs sont applicables lorsqu'ils sont utilisés dans la construction des remblais, des couches de forme et des assises de chaussées.

Les caractéristiques de compactage Proctor d'un sol sont déterminées à partir des essais dits: essai Proctor Normal ou essai Proctor Modifié. Les deux essais sont identiques dans leur principe, sauf que les valeurs des paramètres qui définissent l'énergie de compactage appliquée sont différentes.

Le principe de ces essais consiste à humidifier un sol à plusieurs teneurs en eau et le compacter selon un procédé et une énergie conventionnels. Pour chacune des valeurs de la teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du sol et on établit la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau. Les essais de compactage sont réalisés conformément à la norme ASTM D698.

Il convient de réduire le sol en une mouture 0/2 mm. L'échantillon sec réduit est répandu dans un bac, homogénéisé et divisé en six parts aussi semblables que possible. Chacune de ces parts est ensuite humidifiée en introduisant la quantité d'eau voulue, à l'aide d'un pulvérisateur, tout en maintenant le malaxage. Celui-ci peut se faire manuellement ou plus avantageusement à l'aide du malaxeur (Figure 4.9). Les échantillons préparés avec et sans ajouts sont introduits dans des boites étanches en les conservant 01 heure avant l'exécution de l'essai de compactage.



(a) (b) (c) (d)

Fig. 4.9- Préparation de la prise d'essai.

(a) Homogénéisation (b) Humidification (c) Malaxage (d) Conservation.

Le choix du type de moule (moule Proctor) et de la nature de l'essai à exécuter (essai Proctor normal) étant choisis, on procède au compactage des éprouvettes humidifiées en respectant les modalités d'exécution des essais Proctor normal (Figure 4.10).



Fig. 4 .10- Compactage des éprouvettes.

Après compactage de la dernière couche, on retire la rehausse, le matériau doit alors dépasser du moule d'une hauteur de 1 cm au maximum. Cet excédent est arasé soigneusement au niveau du moule. L'ensemble du moule avec le matériau sera pesé.

On procède au démoulage de l'éprouvette et on extrait un échantillon représentatif pour la détermination de la teneur en eau. Ces opérations sont répétées sur chacune des six parts de matériau pré humidifié. Pour chaque éprouvette compactée, il convient de calculer la teneur en eau, la masse volumique humide et la masse volumique du sol sec en tenant compte du volume réel du moule utilisé. Les valeurs des masses volumiques du sol sec et des teneurs en eau correspondantes sont portées sur un graphe. On trace ensuite la courbe d'ajustement des points expérimentaux.

Cette courbe présente une valeur maximale. Cette dernière est un couple de valeurs dénommées respectivement masse volumique sèche maximale et teneur en eau optimum Proctor Normal.

4.4 Confections des éprouvettes destinées à la résistance à la compression et au cisaillement :

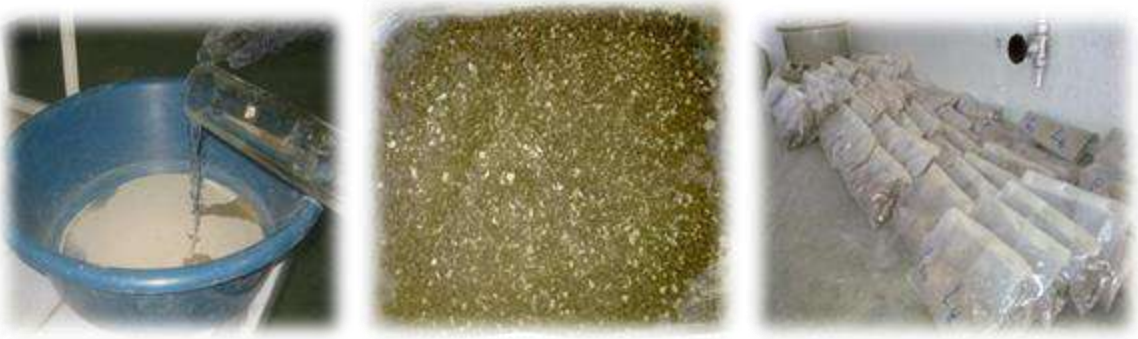
Les poids des échantillons ont été obtenus à partir des résultats de compactage (Tableaux 4.6 et 4.7).

Tableau 4.6– Quantités des sols et des additifs utilisés pour la confection des éprouvettes destinées pour la détermination de la résistance à la compression et au cisaillement.

		SOL			
N°	Combinaison	Sol (g)	Chaux (g)	PN (g)	Eau (g)
1	**P0L0**	318	-	-	44
2	**P0L4**	296	12	-	46
3	**P0L8**	266	36	-	49
4	**P10L0**	286	-	32	42
5	**P104**	268	13	31	39
6	**P20L8**	252	25	31	41
7	**P20L0**	238	-	60	36
8	**P20L4**	238	12	62	39
9	**P20L8**	223	25	62	40

Les échantillons non traités et traités sont préparés avec un teneur en eau optimale et compactés à la densité sèche maximale.

Les mélanges sol-ajouts ont été directement mélangés avec la quantité d'eau désirée et ils ont été bien mixés manuellement jusqu'à ce que le mélange devienne homogène. Ensuite, les mélanges ont été conservés dans des sacs en plastique hermétiques et stockés à température ambiante pendant 01 heure. Ces dispositions garantissent l'homogénéité de la teneur en eau dans le mélange. La figure (4.11) montre les étapes de préparation du sol avant d'entamer la phase de compactage.



(a) **(b)** **(c)**

Fig. 4.11- Préparation des combinaisons pour le compactage : (a) Humidification (b) Malaxage (c) Conservation.

Pour obtenir la densité désirée, le mélange a été réalisé par compression statique et reconstitués sous forme d'éprouvette de 50 mm de diamètre et 100 mm de hauteur en utilisant le système de double pistonnage qui consiste à appliquer par l'intermédiaire de deux pistons et d'une presse hydraulique, deux efforts similaires sur les deux cotés de l'éprouvette dans un cylindre de 50 mm de diamètre (Figure 4.12). L'intérieur du cylindre est enduit d'une couche de graisse afin de réduire les frottements sol-moule et éviter la rupture de l'éprouvette lors du démoulage.

L'extraction de l'éprouvette se fait manuellement en utilisant les deux pistons. On détermine ensuite son poids et ses dimensions exactes.



Fig.4.12- Système de double pistonnage.

Les spécimens compactés pour les différents tests (Résistance à la compression, et test de triaxial) ont été immédiatement placés et fermé dans des sachets en plastique. Ceci pour réduire la perte d'humidification et la carbonatation de la chaux pendant la maturation. La période de cure était de 01, 07 et 28 jours. La maturation à 20°C est assurée dans un laboratoire à température contrôlée. La figure 4.13 montre le mode opératoire de compactage.



(a) Compactage (b) Démoulage (c) Eprouvette (d) Conservation

Fig. 4.13- Confection des éprouvettes par compactage statique.

4.4.1 Résistance à la compression :

Afin d'évaluer l'effet des ajouts (pouzzolane naturelle et la chaux) ainsi que leur combinaison sur la capacité de portance des sols fins argileux, des essais de la résistance à la compression non confinée ont été effectués sur les échantillons du sol conformément à la norme ASTM D2166. L'évolution de la résistance à la compression simple est étudiée en fonction de la quantité des ajouts utilisés (0, 4 et 8 % de la chaux et 10-20 % de PN), du temps de maturation (1, 7, 28 et 90 jours). Les dimensions des échantillons testés sont : 50 mm de diamètre et 100mm de hauteur. La résistance à la compression statique a été déterminée à l'aide d'une presse triaxial avec une vitesse de chargement de 1 mm/min (fig.4.14).



(a) éprouvette à écraser



(b) installation de l'éprouvette



(c) Installation de l'éprouvette dans la cellule



(d) Installation de la cellule dans la presse.



(e) Écrasement de l'éprouvette



(f) Éprouvette après écrasement

Fig. 4. 14- Procédure d'écrasement.

4.4.2 La résistance au Cisaillement :

Dans tous les problèmes de stabilité des sols (étude de fondation, ouvrages de soutènement, remblais, talus…) il devient nécessaire de connaître la résistance au cisaillement du sol définie comme étant la contrainte de cisaillement au moment de la rupture. A partir des valeurs de résistance au cisaillement on peut ainsi définir les caractéristiques mécaniques du sol c'est-à-dire la cohésion et l'angle de frottement interne.

Le test est effectué sur des échantillons compactés du sol non traité et traité de 50 mm de diamètre et de 100 mm de hauteur compactées a une teneur en eau optimale et densité sèche maximale.

L'essai triaxial non saturée, non consolidée et non drainée a été performée avec les pressions de confinement 25 KPa, 50 KPa et 100 KPa respectivement (Fig. 4.15) selon la norme ASTM 2850.



Fig. 4.15- Cisaillement triaxial(UU).

4.5 Conclusion :

Dans ce travail, on a sélectionné la boue du barrage(Vase) d'Oued El Fodda afin d'étudier les effets de traitement sur le comportement physique et mécanique. Ce sol est clairement identifié comme un sol argileux ayant un comportement mécanique très médiocre (forte plasticité, faible résistance mécanique et très fort gonflement). Les résultats des différents essais réalisés seront présentés et discutés dans le chapitre 5 suivant.

Chapitre 5 : Résultats Et Discussion

5.1 Introduction :

La nature, la proportion des minéraux, la masse volumique et la teneur en eau ainsi que l'argilosité, sont les paramètres physiques fondamentaux qui influent sur le comportement d'un sol argileux. L'argilosité est une caractéristique exclusive de la fraction fine consiste à déterminer les caractéristiques de plasticité (WL, WP et IP). D'autre part la teneur en eau et la compacité des mélanges sont définies par les essais de compatibilité.

Pour obtenir une meilleure connaissance du comportement de la vase et des mélanges étudiés, nous avons réalisé les essais suivants: la résistance à la compression et l'essai triaxial (UU).

Le but de l'étude présentée dans ce chapitre est l'évaluation des additifs ajoutée sur les caractéristiques physiques et mécaniques du sol étudié.

La comparaison des résultats des échantillons traités et non traités permet de quantifier l'effet du traitement et de suivre l'évolution du comportement du sol en fonction du dosage et de la durée de cure.

5.2 Les limites d'Atterberg :

Les résultats expérimentaux concernant la limite de liquidité, la limite de plasticité et l'indice de plasticité du sol fin argileux amélioré sont présentés dans le tableau 5.1.

Tableau 5.1 : l'effet des additifs utilisés sur les limites de consistance de la vase.

Échantillons	WL (%)	WP (%)	IP (%)
P0L0	57,00	25,22	31,78
P0L4	52,56	33,39	19,17
P0L8	51,74	35,83	15,91
P10L0	54,84	27,94	26,90
P10L4	51,95	35,24	16,71
P10L8	52,00	37,36	13,64
P20L0	54,06	31,18	22,88
P20L4	51,26	35,54	15,72
P20L8	50,14	36,47	13,67

La limite de liquidité (W_L) est la teneur en eau du sol qui correspond conventionnellement à une fermeture sur 1 cm des lèvres de la rainure après 25 chocs. La limite de liquidité du sol naturel est de 57,00%. Par ailleurs, la limite de plasticité (W_P) est la teneur en eau

conventionnelle d'un rouleau de sol qui se fissure au moment où son diamètre atteint 3 mm. Elle est calculée sur la base de la moyenne arithmétique des teneurs en eau obtenues à partir de 03 essais. La limite de plasticité du sol naturel est de 25,22%. Enfin, l'indice de plasticité est calculé à partir de la différence entre les valeurs des limites de liquidité et de plasticité. Pour le sol naturel, l'indice de plasticité est évalué à 31,78%.

5.2.1 Variation de la limite de liquidité :

La figure 5.1 montre la variation de la limite de liquidité en fonction de la teneur des stabilisants.

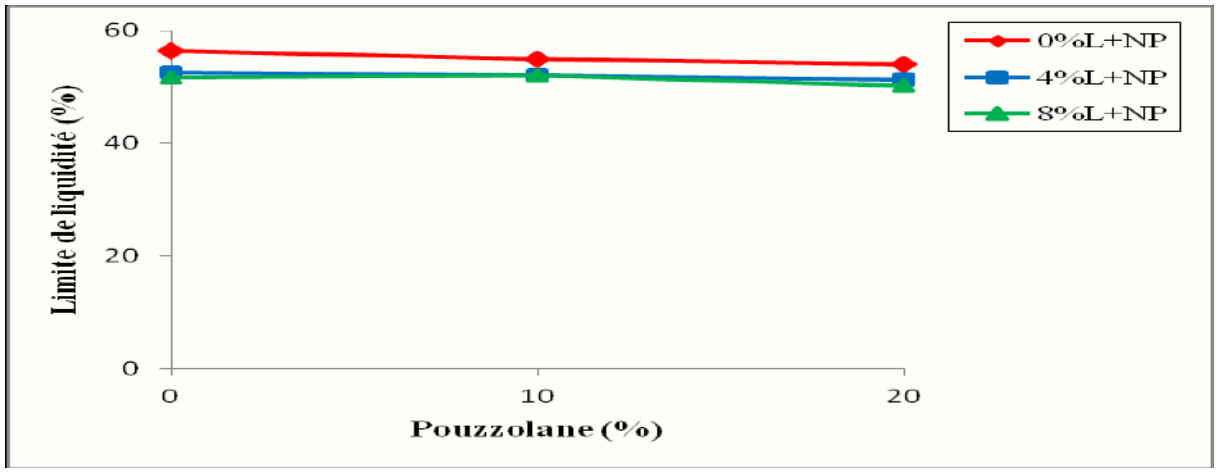


Fig 5.1- l'effet des additifs sur la limite de liquidité du sol.

Comme y indiqué, la limite de liquidité a diminué légèrement de 56,36% à 51,74% pour une teneur de la chaux de 8%. Le même comportement a été observé par Baghdadi (1990).

Pour deux types de sol; vert et rouge, Kavak et Akyarh (2006) ont observé que pour une teneur de la chaux de 6%, la limite de liquidité diminue de 71% et 57% à 58% et 51% pour le sol vert et rouge respectivement. En outre Bozbey et Garaisayev (2009) ont indiqué que la limite de liquidité diminue de 115% à 74% pour une teneur de la chaux de 9%.

L'augmentation ou la diminution des limites de liquidité dépendent du type de sol. De plus, l'augmentation de la limite de liquidité se produit pour les sols argileux kaolinitiques tandis que la diminution de la limite de liquidité se produit pour les sols argileux montmorillonitiques [Attoh-Okine, 1995, Sivapullaiah et al., 2003].

La réduction de la limite de liquidité est attribuée à l'échange cationique provoqué dans le sol par les ions divalents de calcium (Goswami et al., 2005). D'ailleurs, les argiles présentant des cations de valence inferieure tels que le sodium montrent un échange cationique significatif et par conséquent une réduction notable de la limite de liquidité pour une augmentation de la teneur de la chaux [Miller et al., 2000; Khattab et al., 2008; Bozbey et al., 2010].

L'addition de la pouzzolane naturelle fait diminuer légèrement la limite de liquidité de

57,00% à 54,06% pour une teneur en pouzzolane naturelle de 20%. Des tendances semblables de ce comportement ont été rapportées par plusieurs chercheurs où Muntohar et al. (2000) et Muntohar (2006) ont utilisé les cendres des gousses de riz (RHA). Turker et al. (2006) et Degirmenci et al. (2007) ont utilisé des cendres volantes de classe F et C. Ces auteurs ont remarqué que l'addition de 10% à 25% des différentes cendres a réduit la limite de liquidité de 7% à 20%.

Pour la combinaison Chaux+Pouzzolane naturelle, une diminution de la limite de liquidité est notée pour les différentes teneurs en chaux et à la pouzzolane naturelle.

Pour la combinaison 8% Chaux+Pouzzolane naturelle on remarque qu'il ya une diminution de la limite de liquidité de 57,00% à 50,14% pour une teneur en pouzzolane naturelle de 20%.

Ce comportement a été observé par Ansary et al. (2006) où la limite de liquidité a diminué de 42,8 % à 41 % pour une combinaison 3% Chaux+12% Cendre volante.

5.2.2 Variation de la limite de plasticité :

La variation de la limite de plasticité en fonction de la teneur des stabilisants est montrée su la figure 5.2.

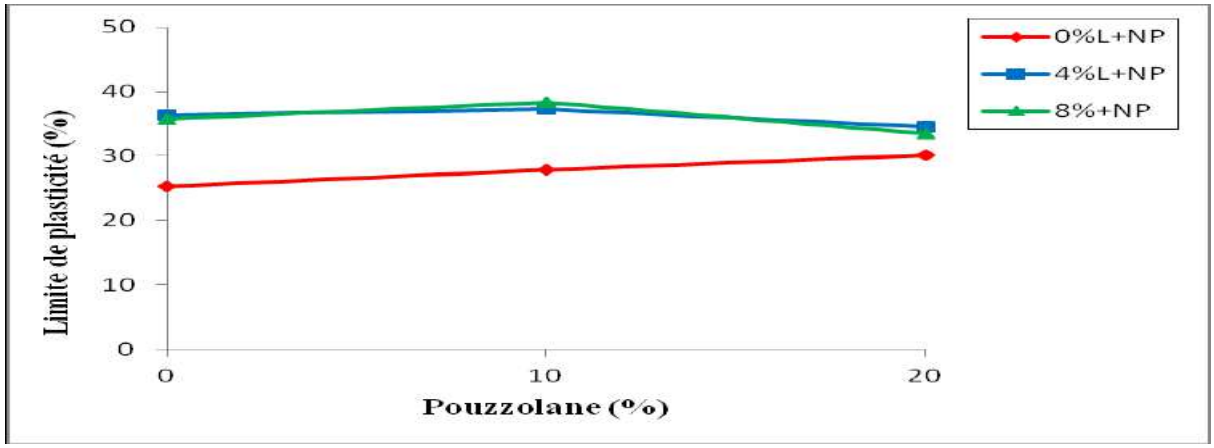


Fig 5. 2- l'effet des additifs sur la limite de plasticité du sol.

D'après la figure, il est évident que l'ajout de la chaux a un effet sur la plasticité du sol étudié.

On observe qu'il y a une augmentation de 25,22% à 36,39% dans la limite de plasticité avec l'ajout de 4% de chaux au sol. Le même comportement a été observé par Khattab et al. (2008), ou l'ajout de 2% de chaux a fait augmenter la limite de plasticité de 27% à 37%.

Nalbantoglu (2006) a indiqué que la limite de plasticité a augmenté de 22,2% à 37,5% pour une teneur de la chaux de 7%. Une augmentation considérable a été mentionnée dans les travaux de Rahman (1986). La limite de plasticité a augmenté de 24,9% à 47,7% pour une teneur de la chaux de 10%.

L'augmentation immédiate de la limite de plasticité est due à la floculation des particules du sol. Par conséquent, la limite de plasticité est le meilleur indicateur de la valeur du seuil de la chaux nécessaire pour atteindre la modification requise (Goswami et al., 2005).

La limite de plasticité diminue avec la teneur en chaux et le temps de cure (Osula. 1996) ,On constate aussi que l'utilisation de la pouzzolane seule a un effet marginal sur l'amélioration de la plasticité du sol, où la limite de plasticité a augmenté de 25,22% à 30,18% pour une teneur de la chaux de 20%. La même tendance est observée par Al Rawas (2006), où la limite de plasticité augmente de 30% à 39% pour une teneur en pouzzolane (Sarooj) de 12%.

Sreekrishnavilasam et al. (2005) ont observés que la limite de plasticité augmente légèrement avec la teneur de la poussière de four de ciment pour les trois types de sol et pour les deux types de poussière de four de ciment ajoutés.

Pour l'effet de la combinaison de la pouzzolane naturelle et de la chaux sur la limite de plasticité du sol à améliorer, nous avons constaté que la pouzzolane naturelle aux différentes teneurs avait un effet notable sur la limite de plasticité.

Pour la combinaison 4%Chaux+10 % Pouzzolane naturelle on a remarqué une augmentation considérable de la limite de plasticité de 25,22 % à 37,24 % et 38,36 %, au delà de 10% de pouzzolane naturelle, il y a une diminution marginale dans la limite de plasticité, de même pour la combinaison 8% Chaux+10%Pouzzolane naturelle où une augmentation notable de la limite de plasticité de 25,22 % à 38,36 %, a été observée. Ces valeurs sont comparées à 4 % Chaux et 8 % Chaux utilisée seule respectivement.

Choobatsi et al. (2010) ont trouvé que l'utilisation de combinaison de 6% chaux + 3% cendre gousse de riz a diminué la limite de plasticité du sol, et l'utilisation de 6% de chaux avec des pourcentages supérieur de 3% de cendre gousse de riz a augmenté la limite de plasticité.

5.2.3 Variation de l'indice de plasticité :

La variation de l'indice de plasticité du sol fin traité avec les différents stabilisants est présentée sur la figure 5.3.

La diminution de l'indice de plasticité indique une amélioration dans la maniabilité du sol.

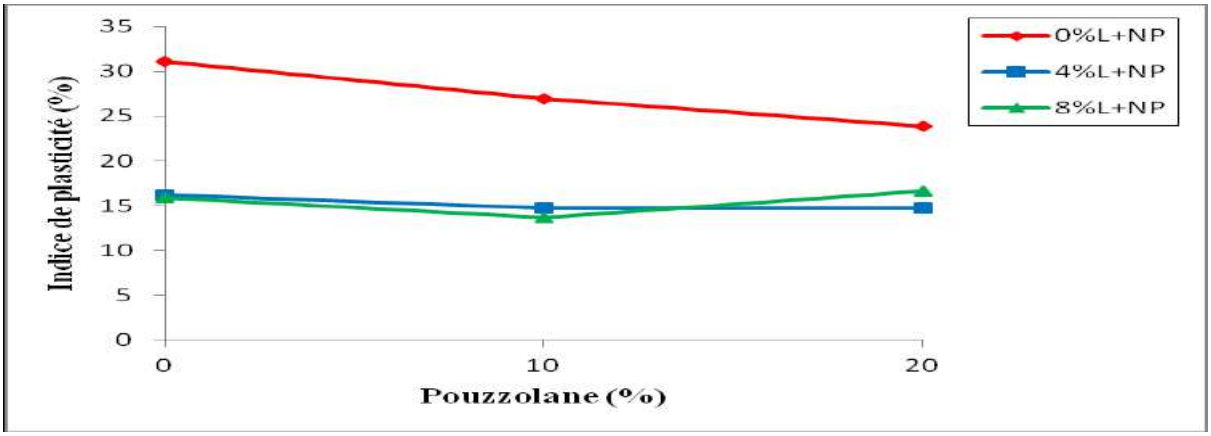


Fig 5.3- l'effet des additifs sur l'indice de plasticité du sol.

Comme indiqué sur la figure, le sol fin a montré une diminution immédiate de l'indice de plasticité après addition de la chaux. Il est évident qu'une addition de 8% de chaux est suffisante pour augmenter la maniabilité du sol en réduisant l'indice de plasticité de 31,78% à 15,91%. Le même comportement est observé par Harichane et al. (2011a) où l'indice de plasticité a diminué de 24,56% à 19,68% pour une teneur en chaux de 8%. De plus, la même tendance est observée par Nalbantoglu (2006) où l'indice de plasticité a diminué de 45,6% à 13,5% pour l'addition d'une teneur en chaux de 7%. Plusieurs chercheurs ont montré la même tendance dans leurs travaux de recherche [Attoh Okine, 1995; Bagherpour et al., 2003; Sivapullaiah et al., 2003; Ansary et al., 2006; Khattab et al., 2008; Bozbey et al., 2010].

Concernant l'utilisation de la pouzzolane naturelle, il peut être noté qu'il y a une légère réduction de l'indice de plasticité pour une teneur de 20% de pouzzolane naturelle. Des résultats semblables ont été observés par Parsons et al. (2005) et Rahman (1986) où ils ont utilisé la cendre volante et la cendre des gousses de riz, respectivement.

L'utilisation de la combinaison Chaux+Pouzzolane naturelle a montré un effet considérable dans la réduction de l'indice de plasticité, ou la combinaison de 8%chaux+ 10 pouzzolane naturelle a diminué l'indice de plasticité de 31,78 % à 13,64 %. Au delà de 10% de la pouzzolane naturelle, une légère augmentation a été observée.

Il est évident que 4 % de chaux a été suffisante pour améliorer la maniabilité du sol en réduisant l'indice de plasticité avec un taux de 50%. L'augmentation du pourcentage en chaux au delà de 4% a un effet marginal sur la réduction de l'indice de plasticité.

5.3 Variation des caractéristiques de compactage :

Les résultats expérimentaux concernant les caractéristiques de compactage Proctor standard sont présentés dans le tableau 5.2. Ces résultats concernent la vase argileuse traité avec la chaux, la pouzzolane naturelle ainsi que leurs combinaisons.

Tableau 5.2- Caractéristiques de compactage Proctor standard.

Échantillon	Wop	γ_{dmax}
P0L0	13,9	1,62
P0L4	15	1,57
P0L8	16,1	1,54
P10L0	13,3	1,62
P10L4	13,7	1,59
P10L8	13,9	1,57
P20L0	12	1,62
P20L4	12,4	1,59
P20L8	13	1,62

On peut constater qu'un accroissement du pourcentage de la chaux de 0 à 8% conduit à une augmentation de la teneur en eau optimale de 13,9 à 16,1 %.

La figure 5.4 montre l'effet de la chaux, de la pouzzolane naturelle et de leurs combinaisons sur les caractéristiques de compactage (densité sèche maximale et teneur en eau optimale) du sol argileux traité.

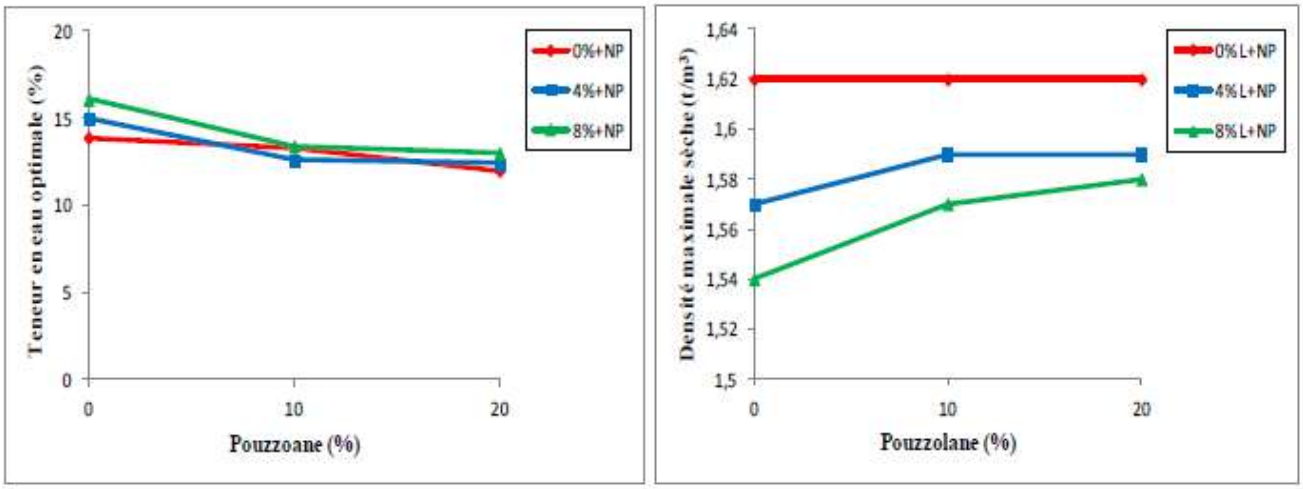


Fig. 5. 4- la Variation des caractéristiques de compactage de la vase traitée.

En ajoutant la chaux, la densité sèche maximale diminue et la teneur en eau optimale augmente. Un comportement similaire a été observé par différents chercheurs qui ont effectué des essais de compactage sur des sols argileux améliorés par la chaux [Ola, 1977; Rahman, 1986; George et al., 1992; Bell, 1996; Gay et al., 2000; Sivapullaiah et al., 2003; Hossain et al., 2007; Kavak et al.,2007; Khattab et al., 2008; Manasseh et al., 2008; Bozbey et al., 2010; Solanki et al., 2009; Harichane et al., 2011b].

Choobatsi et al. (2010) ont constaté que la variation du dosage en chaux de 0 à 6% augmente la teneur en eau optimale de 15 à 17% et réduit la densité sèche maximale de 1,86 à 1,78 (t/m3).

L'explication de ce comportement est probablement une conséquence des raisons suivantes :

1) la chaux entraine l'agrégation des particules par le procédé complexe d'échange cationique aboutissant à une modification de la granulométrie du sol et provoquant par conséquent les particules du sol à occuper de plus grands espaces (structure plus ouverte).

2) la densité spécifique de la chaux est généralement faible que celle des sols naturels testés.

3) les réactions pouzzolaniques entre les particules d'argile et la chaux dans les sols sont responsables de l'augmentation de la teneur en eau optimale vu que ce processus augmente l'affinité du sol à l'eau.

L'augmentation de la teneur en eau optimale est due à l'accroissement de la surface totale des particules des mélanges traités par les grains fins de la chaux additionnée, puis la raison la diminution de la densité sèche maximum est le faible poids volumique de la chaux (Necmi et al.,2007).

Concernant l'addition de la pouzzolane naturelle au sol à traiter, la figure 5.4 montre qu'il ya une influence marginale de la pouzzolane naturelle sur les caractéristiques de compactage.

Globalement, la stabilisation de la vase argileuse par l'addition de la pouzzolane naturelle combinée à la chaux a montré une diminution de la teneur en eau optimale et une augmentation de la densité sèche maximale. Plusieurs chercheurs [Ola, 1977; Rahman, 1986;

Basha et al., 2005; Harichane et al., 2011c] ont révélé que le changement de la densité sèche maximale se produit en raison de la dimension des particules et des densités spécifiques du sol et des ajouts.

5.4 Résistance à la compression :

Les résultats de la résistance à la compression sont présentés dans le tableau 5.3 pour différentes périodes de cure et différentes teneurs des stabilisants utilisés.

Tableau 5.3- Résultats de la résistance à la compression des sols étudies.

Echantillon	Résistance à la compression Rc (KPa)			
	1 Jour	7 Jours	28 Jours	90 Jours
P0L0	247	250	252	255
P0L4	320	410	618	845
P0L8	344	420	633	935
P10L0	260	276	303	415
P10L4	370	500	650	980
P10L8	390	569	695	1020
P20L0	277	300	315	480
P20L4	410	610	716	1150
P20L8	424	621	765	1200

Les résultats de l'effet de la chaux, de la pouzzolane naturelle et de leurs combinaisons sur la résistance à la compression des sols étudies sont présentés sur la figure 5.5.

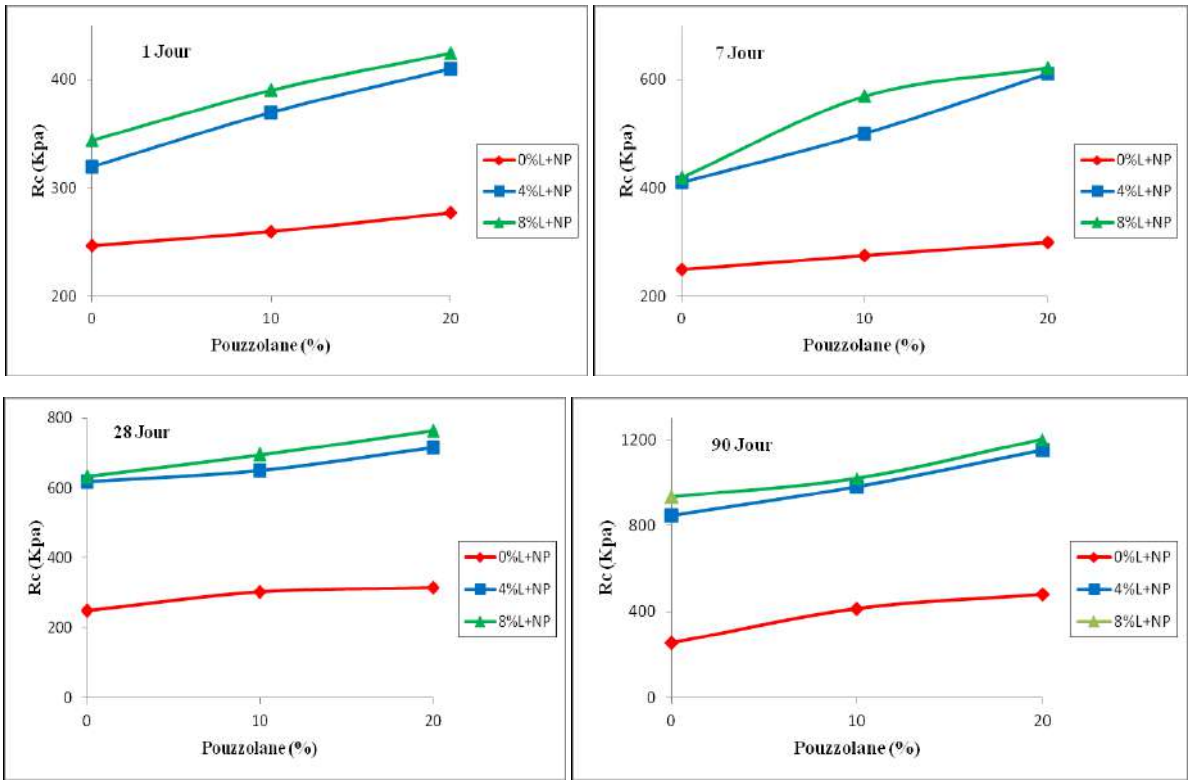


Fig. 5. 5- Influence des stabilisants sur la résistance à la compression.

L'addition de la chaux 8 % fait augmenter la résistance à la compression des échantillons du sol argileux stabilisé. Ceci est en parfaite concordance avec d'autres résultats de travaux de recherche antérieurs effectués par différents chercheurs [Ola, 1977; Rahaman, 1986; Attoh-Okine,1995 ; Sivapullaiah et al., 2003; Osinubi et al., 2006; Hossain et al., 2007; Khattab et al., 2007; Lin et al., 2007; Khattab et al., 2008; Manasseh et al., 2008; Sharma et al., 2008; Bozbey et al., 2010; Solanki et al., 2009].

L'augmentation de la résistance à la compression, est due au changement de la structure et de la minéralogique à court terme (modification de la granulométrie et augmentation de l'angle de frottement) et à la cimentation des particules (augmentation de la cohésion) produite avec le temps. La première modification instantanée à 1 et 7 jours induit des augmentations limitées de la résistance et de ce fait nécessite un temps suffisant pour la réaction pouzzolanique. En revanche, la formation des hydrates (CSH et CAH) et donc la cimentation des particules augmente avec la quantité des additifs ajoutés et induit des résistances mécaniques qui évoluent progressivement avec une cinétique lente de la réaction pouzzolanique à température ambiante [Lasledj, 2009]. Par exemple et pour une teneur de la chaux de 8 %, le sol a développé une résistance à la compression d'environ 633 KPa et 935 KPa après 28 et 90 jours de cure respectivement.

En revanche, l'addition de la pouzzolane naturelle n'a pas influé notablement sur la résistance à la compression du sol amélioré. Par exemple, pour une teneur de 20 % de la pouzzolane naturelle, le sol amélioré a montré une augmentation marginale de la résistance à la compression de l'ordre de 315 KPa et 480 KPa après 28 et 90 jours de cure respectivement.

Et particulièrement, on observe que la résistance se développe rapidement avec l'addition de la PN jusqu'à l'atteinte d'un état optimum, l'optimum a été observé à 20 % de PN et 8 % de chaux. Il est à noter que la période de cure a une importante influence sur la résistance à la compression pour un dosage donné d'additif. L'optimum de la résistance à la compression augmente avec l'augmentation de la période de cure. Par exemple, le sol non traité a une résistance de 247 KPa. À 28 et 90 jours avec 8% de chaux et sans PN la résistance était 633 KPa et 935 KPa, avec l'ajout de 20 % de PN la résistance augmente à 765 KPa et 1200 KPa respectivement, c-à-d un gain de 210 % et 380 % de résistance respectivement. Le gain dans la résistance de sol-chaux est premièrement dû à la réaction pouzzolanique entre la silice et l'alumine du sol, et la chaux pour former divers types d'agents de cimentation. Par l'introduction de la PN dans le sol, des quantités supplémentaires de silice sont disponibles pour la réaction avec la chaux ayant pour résultat un accroissement ultérieur de la résistance.

La présence de la PN dans le sol sans chaux ne mène pas à un développement de la résistance.

La raison peut être attribuée au manque de la chaux pour provoquer la réaction pouzzolanique Finalement, pour le sol argileux traité, la résistance à la compression augmente avec l'augmentation de la période de cure et le teneur en ajouts additionnés. Le traitement des sols par la combinaison Pouzzolane Naturelle+Chaux produit des résistances à la compression plus élevées que le traitement par la pouzzolane naturelle ou la chaux seule. Par conséquent, la pouzzolane naturelle ne peut être utilisé seule pour la stabilisation des sols mous argileux.

Toutefois, la résistance à la compression des sols traités à la chaux peut être améliorée considérablement par l'addition entre 10 et 20% de pouzzolane naturelle. Cette performance des sols stabilisés avec la combinaison Pouzzolane Naturelle+Chaux est due aux propriétés pouzzolanique du mélange et à l'utilisation de la silice et l'alumine de la pouzzolane naturelle par le calcium de la chaux pour former des agents de cimentation qui vont lier ensemble les particules du sol. Vu que la chaux est plus chère que la pouzzolane naturelle, l'utilisation de la combinaison Pouzzolane Naturelle+Chaux mène à des travaux d'amélioration de faibles coûts

5.5 Résistance au cisaillement :

Les résultats de l'effet de la chaux, de la pouzzolane naturelle et de leurs combinaisons sur les contraintes de cisaillement du sol argileux jaune sont présentés sur la figure 5.6.

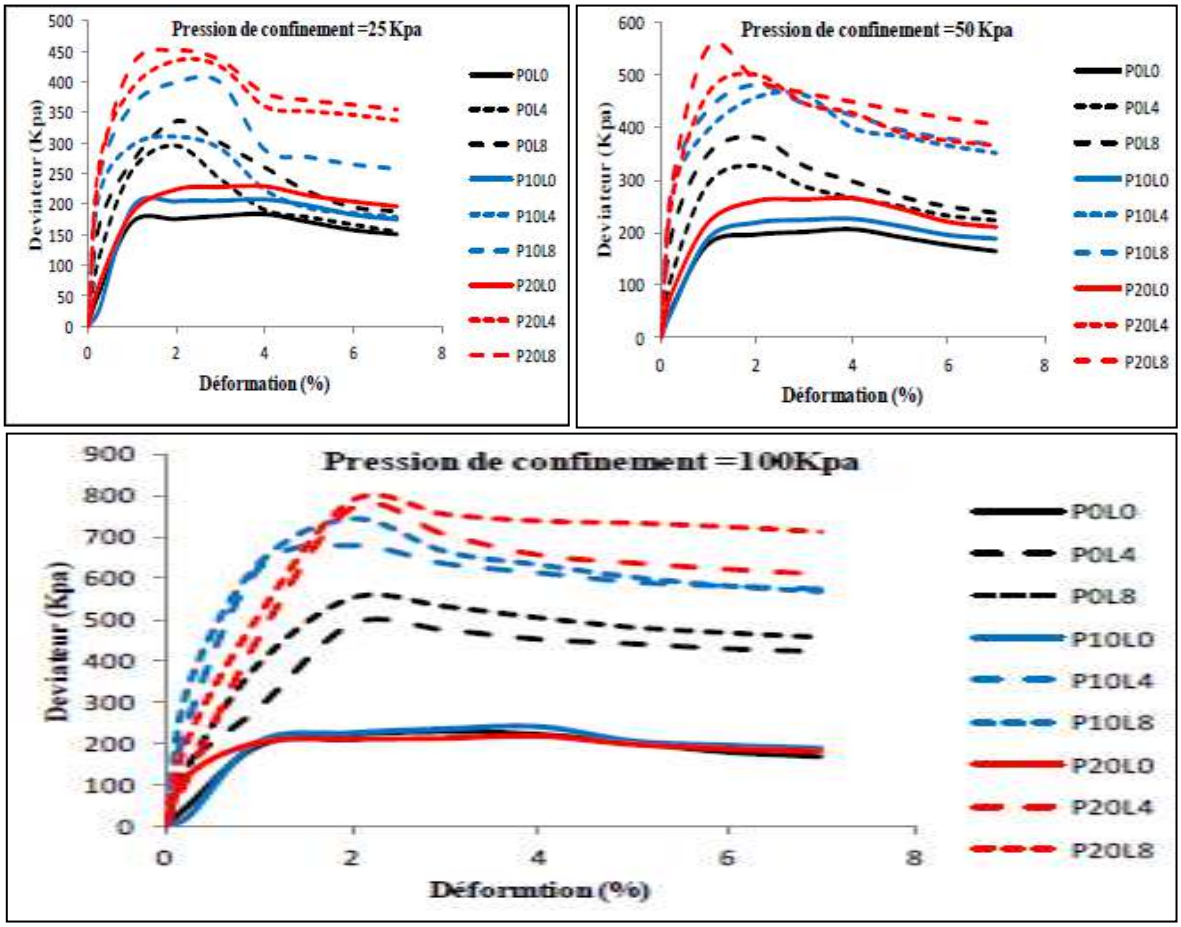


Fig. 5.6- Influence des ajouts minéraux sur la résistance au cisaillement du sol.

En comparant les courbes du sol argileux traité avec celles du sol non traité on remarque que le sol naturel ainsi que le sol traité à la pouzzolane naturelle présentent un comportement ductile et ceci pour les différentes pressions de confinement appliquées. Cependant, le sol argileux traité avec la chaux ou la combinaison Chaux+Pouzzolane naturelle présentent un

comportement fragile. Un comportement similaire a été observé par Bagherpour et al. (2003) Gay et al. (2000) ; Choobbasti et al. (2010) et Okbague et al (2007).

Les résultats de l'effet des stabilisants sur la contrainte de cisaillement maximale sont présentés sur la figure 5.7.

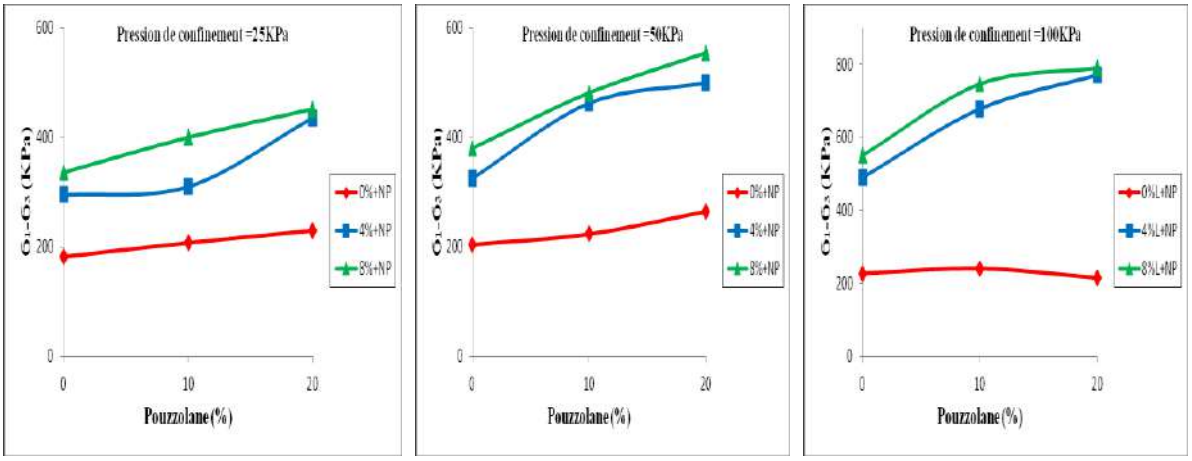


Fig. 5.7- Influence des ajouts minéraux sur la résistance au cisaillement maximale du sol.

L'addition de la chaux a un effet considérable sur la contrainte de cisaillement maximale pour les trois pressions de confinement. On remarque ainsi qu'au de là d'une teneur en chaux de 4%, la variation de la contrainte de cisaillement n'est que peu significative. L'addition de la pouzzolane naturelle seule au sol présente cependant un effet marginal sur la contrainte de cisaillement de la vase argileuse. Par ailleurs et pour les échantillons améliorés avec la combinaison Chaux+Pouzzolane naturelle, une augmentation notable de la contrainte de cisaillement est observée. La combinaison 4 % Chaux+20 % Pouzzolane naturelle présente donc la combinaison optimale qui montrent une contrainte de cisaillement maximale pour les trois pressions de confinement.

5.6 Conclusion :

Plusieurs essais ont été effectués au laboratoire pour étudier l'effet de la chaux, de la pouzzolane naturelle et de leurs combinaisons sur les propriétés physiques et mécaniques d'un sol argileux instable. Á la lumière de ce qui précède, les conclusions suivantes peuvent être dégagées :

- ✓ Les limites d'Atterberg du sol peuvent changer considérablement par l'addition de la chaux seule, où on a observé une diminution des limites de liquidité et augmentation des limites de plasticité et une diminution significative de l'indice de plasticité.

- ✓ L'addition au sol de la pouzzolane naturelle seule a un effet marginal sur les limites d'Atterberg. On a observé une diminution de la limite de liquidité et une augmentation de la limite de plasticité.

- ✓ Quand la pouzzolane naturelle et la chaux sont ajoutées au sol, le résultat est un changement appréciable dans le comportement de plasticité. On peut constater pour la combinaison 8 % Chaux+10 % Pouzzolane naturelle une diminution de la limite de liquidité et une augmentation de la limite de plasticité. Une réduction significative de l'indice de plasticité est observée.

- ✓ La chaux fait diminuer la densité sèche maximale ce qui n'est pas le cas quand la pouzzolane naturelle est utilisée où on remarque une influence marginale.

- ✓ Pour la combinaison Chaux+Pouzzolane naturelle le même comportement est observé que pour la chaux utilisée seule. La chaux fait augmenter la teneur en eau optimale. Une diminution marginale est observée quand la pouzzolane naturelle est utilisée. La combinaison Chaux+Pouzzolane naturelle fait diminuer la teneur en eau optimale.

- ✓ L'addition de la chaux améliore la résistance à la compression spécialement à long terme alors que la croissance de la résistance à la compression est faible avec l'addition de la pouzzolane naturelle. La combinaison Chaux+Pouzzolane naturelle améliore considérablement la résistance à la compression du sol argileux stabilisé. De plus, cette combinaison produit des résistances plus élevées que celles où la chaux ou la pouzzolane naturelle sont utilisées seules.

- ✓ L'utilisation de la combinaison Chaux+Pouzzolane naturelle fait augmenter la contrainte de cisaillement maximale. Une augmentation considérable dans les paramètres de cisaillement des échantillons traités à la chaux est observée et celle-ci est favorable à l'amélioration des échantillons traités (le sol).

Conclusion Générale

Conclusions générales :

Bien que plusieurs chercheurs aient démontré qu'il est possible de traiter efficacement les mauvais sols avec de la chaux, du ciment et/ou combinés aux différents ajouts minéraux, l'impact économique et environnemental de certains sous produits industriels (classés comme ajouts cimentaires) sont mis en cause dans bien des cas son efficacité. Pour tenter d'y remédier, une investigation pour la recherche des ajouts cimentaires à base de roche naturelle inoffensifs à l'environnement et acceptés économiquement doit être entamée afin d'évaluer leurs effets sur les propriétés géotechniques des mauvais sols à traiter.

L'essentiel des objectifs fixés dans le présent mémoire ont été atteint. Le travail réalisé consistait à étudier le comportement physique et mécanique de la vase draguée du barrage d'Oued El Fodda traité à la chaux et à la pouzzolane naturelle par une validation d'une compagne expérimentale au laboratoire.

Les paramètres étudiés sont multiples et variés. Il s'agit notamment des pourcentages des constituants (vase, chaux et/ou pouzzolane).à la fin de cette étude, On peut tirer les principales conclusions suivantes :

- ✓ le dosage "8 % chaux+20 % PN" est suffisant pour améliorer considérablement les propriétés géotechniques du sol étudié (améliorations des propriétés physique, de l'indice de plasticité, la teneur en eau naturelle (%) et le poids volumique sec γ_{dmax}, l'amélioration des paramètres physique et mécanique de la résistance à la traction et à la compression simple)
- ✓ pour la combinaison "8 % chaux+20 % PN" la résistance à la compression à 7 jours est 3 fois la valeur de sol non traité;

- ✓ l'addition de la chaux améliore la résistance à la compression et au cisaillement. Cette amélioration est plus significative avec la cure et avec la combinaison chaux-PN que la chaux seule ou PN seule;

- ✓ L'addition de la chaux aux sols argileux entraîne une augmentation du Ph du sol qui est responsable de la dissolution de l'alumine et de la silice présents dans l'argile. En effet, les réactions entre cette chaux, la silice et l'alumine libres, concourent à la formation de nouveaux minéraux comme des CSH (silicates de calcium hydratés), des CAH (aluminates de calcium hydratés) et des CASH (alumino-silicates de calcium hydratés) qui sont principalement responsables de la consolidation (amélioration).

- ✓ la combinaison de la pouzzolane naturelle avec la chaux affecte positivement la résistance à la compression et au cisaillement de sol à long terme. Cette amélioration peut être attribuée à la formation des gels C-S-H par la réaction pouzzolanique à long terme, et par conséquent l'augmentation des résistances (environ 38 ,11%).

Il y'a donc création d'une cimentation des particules du sol qui attribuent dans l'augmentation de la résistance.

- ✓ la combinaison de deux matériaux locaux (pouzzolane naturelle et la chaux) peut efficacement améliorer les propriétés des sols cohérents et augmente la disponibilité des terrains pour des projets de construction;

- ✓ vu l'efficacité de la pouzzolane naturelle dans la stabilisation des sol/chaux, il est bien recommandé dans le domaine des constructions.

Référence Bibliographique

Références Bibliographiques :

Aiban, S.A., Al-Abdul Wahhab, H.I., Al-Amoudi, O.S. and Habibur, R.A., (1998), *Performance of a Stabilized Marl Base: a Case Study*, Construction and Building Materials, Vol. 12, pp.329-340.

Akinlabi Ola, S., (1977), *the Potentials of Lime Stabilization of Lateritic Soils***,** Engineering Geology, Vol. 60, pp.223-233.

Al Hassan, M. and MUSTAPHA, A.M., (2007), *Effect of Rice Husk Ash on Cement Stabilized Laterite*, Leonardo Electronic Journal of Practices and Technologies ISSN 1583-1078, pp.47-58.

Al-Rawas, A.A., Hago, A.W. and Al-Sarmi, H., (2005), *Effect of Lime, Cement and Sarooj (Artificial Pozzolan) on the Swelling Potential of an Expansive Soil from Oman*, Building and Environnement, Vol. 40, pp.681-687.

Altun, S., Sezer, A., Erol, A., (2009). *The effects of additives and curing conditions on the mechanical behavior of a silty soil,* Cold Regions Science and Technology, Vol. 56, pp. 135-140.

Ansary, M.A., Noor, M.A. and Islam, M., (2006), *Effect of Fly Ash Stabilization on Geotechnical Properties of Chittagong Coastal Soil*, Soil Stress-Strain Behavior: Measurements, Modeling and Analysis, pp.443-454.

ASTM, (2004) *Annual Book of ASTM Standards*, Volume 04.08, American Society for Testing and Materials, Easton, Philadelphia, MD.

Attoh-Okine, N.O., (1995), *Lime Treatment of Laterite Soils and Gravels-Revisited*, Construction and Building Materials, Vol. 9, No. 5, pp.283-287.

Attom, M.F., (2008), *Shear Strength Characteristics of Irbid Clayey Soil Mixed with Iron Filling and Iron Filling–Cement Mixture,* Environnement Geology.

Baghdadi, Z.A., (1990). *Utilization of kiln dust in clay stabilization,* Journal of King Saud University 11, Engineering Sciences, Vol. 2, pp. 153-163 Bagherpour, I. and Choobbasti, A.J., (2003), *Stabilization of Fine-grained Soils by Adding Microsilica and Lime or Microsilica and Cement*, EJGE.

Basha, E.A., Hashim, R. and Munthar, A.S., (2002), *Effect of the Cement–Rice Husk Ash on the Plasticity and Compaction of Soil*, EJGE.

Basha, E.A., Hashim, R., Muntohar, A.S., (2003). *Effect of the cement-rice husk ash on the plasticity and compaction of soil,* Electronic Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 8, Bundle A, pp. 1-8.

Bhattacharja, S. and Bhatty, J.I., (2003), *Comparative Performance of Portland Cement and Lime Stabilisation of Moderate to High Plasticity Clay Soils*, RD125, Portland Cement Association, USA, 26 Pages.

Bell, F.G., (1978), *Méthodes de traitement des sols instables*, Editions Eyrolles, France, 240p.

Bell, F.G., (1989), *Lime stabilization of clay soils,* Bulletin of the International Association of Engineering Geology, Vol. 39, pp. 67-74.

Bell, F.G., (1994), *An Assessment of Cement-PFA and Lime-PFA Used to Stabilize Clay-Size Materials*, Bulletin International Association of Engineering Geology, No. 49, pp.25-32.

Bell, F.G., (1996), *Lime stabilization of clay minerals and soils*, Engineering Geology, Vol. 42, pp.223-237.

Bozbey, I, Garaisayev, S., (2010), *Effects of soil pulverization quality on lime stabilization of an expansive clay*, Earth and Environmental Science, Vol. 60, N°6, pp. 1137-1151.

Chew, S.H., Kamruzzaman, A.H.M., Lee, F.H., (2004), *Physicochemical and engineering behaviour of cement treated clays*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 130, N°7, pp. 696-706.

Degirmenci, N., Okucu, A. and Turabi, A., (2007), *Application of Phosphogypsum in Soil Stabilization*, Building and Environnement, Vol. 42, pp.3393-3398.

Du, Y., Li, S. and Hayashi, S., (1999), *Swelling–Shrinkage Properties and Soil Improvement of Compacted Expansive Soil, Ning-Liang Highway, China*, Engineering Geology, Vol. 53, pp.351-358.

Eren, S., Filiz, M., (2009), *Comparing the conventional soil stabilization methods to the consoled system used as an alternative admixture matter in Isparta Daridere material*, Construction and Building Materials, Vol. 23, N°7, pp. 2473-2480.

Gay, G. and Schad, Herman., (2000),*Influence of Cement and Lime Additives on the Compaction Properties and Shear Parameters of Fine Grained Soils*, Otto-Graf-Journal, Vol. 11.

George, S.Z., Ponniah, D.A. and Little, J.A., (1992), *Effect of Temperature on Lime-Soil Stabilization*, Construction and Building Matérials, Vol. 6, No.4, pp.247-252.

Goswami, R.K. and Singh. B., (2005), *Influence of Fly Ash and Lime on Plasticity characteristics of Residual Lateritic Soil*, Ground Improvement, Vol. 9, No. 4, pp.175-182.

Guney, Y., Sari, D., Cetin, M. and Tuncan, M., (2007), *Impact of Cyclic Wetting–Drying on Swelling Behavior of Lime-Stabilized Soil*, Building and Environnement, Vol. 42, pp.681-688.

Harichane, K., Ghrici, M., Kenai, S., Grine, K., (2011a), *Use of natural pozzolana and lime for stabilization of cohesive soil*, Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 29, pp. 759-769.

Harichane, K., Ghrici, M., Kenai, S., (2011b), *Effect of the combination of lime and natural pozzolana on the compaction and strength of soft clayey soils: a preliminary study*, Environmental and earth sciences, DOI 10.1007/s12665-011-1441-x.

Harichane, K., Ghrici, M., Khebizi, W., Missoum, H., (2011c), *Effect of the combination of lime and natural pozzolana on the durability of clayey soils,* Electronic Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 15, pp. 1194-1210.

Hensley, T.T., Jensen, W.G. and Berryman, C.W., (2007), *Pozzolan Stabilized Subgrades*, Nebraska Departement of Roads, 133 pages.

Hossain, K.M.A., Lachemi, M. and Easa, S., (2006), *Characteristics of Volcanic Ash and Natural Lime Based Stabilized Clayey Soils*, Civil Engineering, Vol. 33, pp.1455-1458.

Hossain, K.M.A., Lachemi, M. and Easa, S., (2007), *Stabilized Soils for Construction Applications Incorporating Natural Resources of Papua New Guinea*, Resources, Conservation and Recycling, Vol. 51, pp.711-731.

Hossain, K.M.A. et Mol, L., (2011), *Some Engineering Properties of Stabilized Clayey Soils Incorporating Natural Pozzolans and Industrial Wastes*, Construction and Building Matérials, Vol. 25, pp.3495-3501.

Kaniraj, S.R. and Havanagi, V.G., (1999), *Compressive Strength of Cement Stabilized Fly Ash-Soil Mixtures*, Cement and Concrete Research, Vol. 29, pp.673-677.

Kavak, A. and Akyarh, A., (2007), *A Field Application for Lime Stabilization*, Environnement Geology, Vol. 51, pp.987-997.

Kenai, S., Bahar, R. and Benazzoug, M., (2006), *Experimental Analysis of the Effect of some Compaction Methods on Mechanical Properties and Durability of Cement Stabilized Soil*, Jour. Mater Sci, Vol. 41, pp. 6956-6964.

Khattab, S.A.A., Al-Juari, K.A.K., Al-Kiki, I., (2008), *Strength, durability and hydraulic properties of clayey soil stabilized with lime and industrial waste lime*, Al-Rafidain Engineering, Vol. 16, N°1, pp. 102-116.

Khattab, S.A.A., Al-Mukhtar, M., Fleureau, J.M., (2007), *Long-term stability characteristics of a lime-treated plastic soil*, Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 19, N°4, pp. 358-366.

Kolias, S., Kasselouri-Rigopoulou, V. and Karahalios, A., (2005), *Stabilisation of clayey soils with high calcium fly ash and cement*, Cement and Concrete Composites, Vol. 27, pp.301 313.

Lasledj, Abdelmadjid., (2009), *Traitement des sols argileux à la chaux: processus physicochimique et propriétés géotechniques*, Thèse, Université d'Orléans. ftp://ftp.univorleans.

Manasseh, J. and Olufemi, A.T., (2008), *Effect of Lime on Some Geotechnical Properties of Igumale Shale*, EJGE, Vol. 13.

Mellal, F.,(2010), *Etude du comportement physicochimique et mécanique d'un remblai routier marneux amélioré par la chaux éteinte, cas de l'autoroute Est-Ouest tronçon Oued*

Fodda /Khemis Miliana, Thèse, Université Hassiba Benbouali de Chlef.

Milburn, J.P., Parsons, R.L. and Kansas, L., (2004), *Performance of Soil Stabilisation Agents*, Kansas Department of Transportation, Final report No. K-TRAN: KU-01-8, 117 pages.

Miller, G.A. and Azad, S., (2000), *Influence of Soil Type on Stabilization with Cement Kiln Dust*, Construction and Building Engineering, Vol. 14, pp.89-97.

Mu'azu, M.A., (2007), *Infl+uence of Compactive Effort on Bagasse Ash with Cement Treated Lateritic Soil*, Leonardo Electronic Journal of Practices and Technologies ISSN 1583-1078, pp.79-92.

Muntohar, A.S. and Hantoro, G., (2002), *Influence of Rice Husk Ash and Lime on engineering Properties of a Clayey Subgrade*, EJGE.

Nalbantoglu, Z. and Tuncer, E.R., (2001), *Compressibility and Hydraulic Conductivity of a Chemically Treated Expansive Clay*, Geotechnical, Vol. 38, pp.154-160.

Nalbantoglu, Z. and Tawfiq, S., (2006), *Evaluation of the Effectiveness of Olive Cake Residue as an Expansive Soil Stabilizer*, Environnement Geology, Vol. 50, pp. 803-807.

Okagbue, C.O. and Ochulor, O.H., (2007), *the Potential of Cement-Stabilized Coal-Reject as a Construction Material*, Bull Engineering Geology Environnement, Vol. 66, PP.143-151.

Okagbue, C.O. and Yakubu, J.A., (2000), *Limestone Ash Waste as A Substitute for Lime in Soil Improvement for Engineering Construction*, Bulletin International Association of Engineering Geology and Environnement, Vol. 58, pp.107-113.

Osinubi, K.J., (2006), *Influence of compactive efforts on lime-slag treated tropical black clay*, Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 18, N°2, pp. 175-181.

Osula, D.O.A., (1991), *Lime modification of problem laterite*, Engineering Geology, Vol. 30, pp. 141-154.

Osula, D.O.A., (1996), *A Comparative Evaluation of Cement and Lime Modification of Laterite*, Engineering Geology, Vol. 42, pp.71-81.

Parsons, R.L. and Milburn, J.P., (2004), *Use of Cement Kiln Dust for Subgrade Stabilisation*, Kansas Department of Transportation, Final report No. KS-04-3, 65 pages.

Parsons, R.L. and Kneebone, E., (2005), *Field Performance of Fly Ash Stabilised Subgrades*, Ground Improvement, Vol. 9, No. 1, pp.33-38.

Prabakar, j., Dendokar, N. and Morchhale, R.K., (2004), *Influence of Fly Ash on Strength Behavior of Typical Soils*, Construction and Building Matérials, Vol. 18, pp.263-267.

Rao, S.M., Reddy, B.V.V. and Muttharam, M., (2001), *the Impact of Cyclic Wetting and Drying on the Swelling Behaviour of Stabilized Expansive Soils*, Engineering Geology, Vol. 60, pp.223-233.

Rao, S.M. and Shivananda, P., (2005), *Compressibility Behaviour of Lime-Stabilized Clay*, Geotechnical and Geological Engineering, Vol. 23, pp.309-319.

Sakr, M.A., Shahin, M.A. and Metwally, Y.M, (2008), *Utilization of Lime for Stabilizing Soft Clay Soil of High Organic Content*, Geotechnical Geology Engineering.

Sivapullaiah, P.V. and Lakshmikantha, H., (2005), *Lime-Stabilised Illite as a Liner*, Ground Improvemzent, Vol 9, No.1, pp.39-45.

Sreekrishnavilasam, A., Rahardja, S., Kmetz, R. and Santagata, M., (2007), *Soil treatment using fresh and landfilled cement kiln dust*, Construction and Building Matérials, Vol. 21, pp.318-327.

Khebizi, W.,(2011), *Effet de combinaison de la pouzzolane naturelle et de la chaux sur la durabilité des sols argileux*, Thèse, Université Hassiba Benbouali de CHLEF.

Guide Technique: Réalisation des remblais et couches de forme Fascuile I, II

Principe généraux , Documents realize par: LCPC

Chapitre 1: Classification des matériaux utilisés pour la construction des remblais et des couches de forme.

Chapitre 2: conditions d'utilisation des matériaux en remblai.

Chapitre 3: conditions d'utilisation des matériaux en couche de forme.

Chapitre 4: compactage de remblais et couche de forme.

Annexes

Compression non Confinée

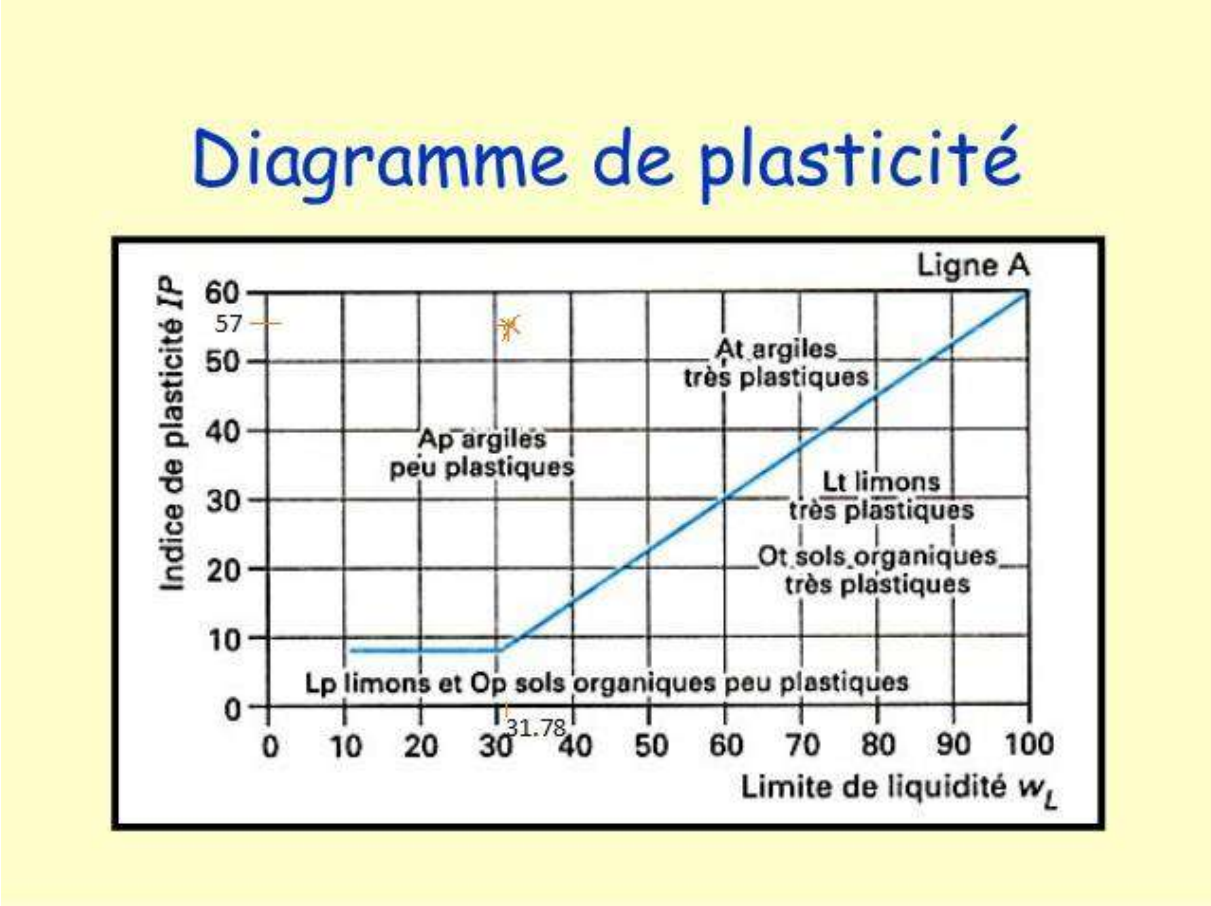
ARGILE GRISE

N°	Combinaison	Sol (g)	Chaux (g)	Pouzzolane (g)	Eau (g)	Masse totale sèche (g)	Masse totale humide (g)
1	P0L0	1501	-	-	424	1501	1925
2	P0L4	1379	58	-	436	1437	1873
3	P0L8	1290	113	-	436	1403	1839
4	P10L0	1371	-	152	421	1523	1944
5	P20L0	1244	-	312	401	1556	1957
6	P10L4	1244	58	145	388	1447	1835
7	P20L4	1126	59	296	430	1481	1911
8	P10L8	1186	116	145	430	1447	1877
9	P20L8	1066	118	296	416	1480	1896

Compression non Confinée

ARGILE ROUGE

N	Combinaison (g)	Sol (g)	Chaux (g)	Pouzzolane (g)	Eau (g)	Masse totale sèche (g)	Masse totale humide (g)
1	P0L0	1833	-	-	279	1833	2112
2	P0L4	1711	71	-	316	1782	2098
3	P0L8	1622	141	-	306	1763	2069
4	P10L0	1674	-	186	266	1860	2126
5	P20L0	1487	-	371	258	1858	2116
6	P10L4	1540	71	179	297	1790	2087
7	P20L4	1352	71	355	334	1778	2112
8	P10L8	1440	140	176	312	1756	2068
9	P20L8	1252	139	347	316	1738	2054



Abaque CASAGRAND